



**M** 2014

# **ESTUDO DA INTERAÇÃO GEOSSINTÉTICO/RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD) ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE**

**BERNARDINO MIGUEL BARBOSA FARIA**  
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA  
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM  
GEOTECNIA



# **ESTUDO DA INTERAÇÃO GEOSSINTÉTICO/RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO (RCD) ATRAVÉS DE ENSAIOS DE ARRANQUE**

**BERNARDINO MIGUEL BARBOSA FARIA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA**

---

Professora Doutora Castorina Fernanda da Silva Vieira

JUNHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



[miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



[feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais

*Tudo parece impossível até estar feito*

*Nelson Mandela*



## **AGRADECIMENTOS**

À Professora Doutora Castorina Fernanda Silva Vieira, pela boa orientação e pela ajuda e disponibilidade demonstradas.

À Fundação para a Ciência e a Tecnologia, através do projeto de investigação “Aplicação sustentável de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em estruturas reforçadas com geossintéticos – RCD-VALOR” (PTDC/ECM-GEO/0622/2012) pelo apoio financeiro na aquisição de diversos materiais.

Ao Engenheiro Paulo Pereira, pela ajuda e apoio na realização dos ensaios de arranque e pela partilha de conhecimento e disponibilidade.

Ao Engenheiro David Carlos e à Engenheira Fernanda Ferreira pela ajuda e disponibilidade no início da realização dos ensaios de arranque e partilha de conhecimentos.

Às Engenheiras Cláudia Pinto e Daniela Coelho pela ajuda e disponibilidade na realização da caracterização dos RCD no Laboratório de Geotecnia.

Ao CICCOPN pela oportunidade de realização de ensaios no Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção e aos seus engenheiros pela ajuda prestada. À Professora Cristiana Ferreira pela ajuda e disponibilidade na realização do ensaio para determinação dos índices de vazios do RCD no Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do CICCOPN.

Aos meus Pais, por todo o apoio e atenção em todas as etapas da minha vida, pelo carinho e por tudo o que me proporcionaram e continuarão a proporcionar.

Ao meu irmão, pelo apoio e amizade.

Aos meus Avós pelo exemplo de vida que sempre foram para mim e pelo incentivo demonstrado.

A todos os que, direta ou indiretamente, contribuíram para que este trabalho se concretizasse. O meu muito obrigado.





## **RESUMO**

As necessidades técnicas, ambientais e económicas têm obrigado cada vez mais ao uso de materiais amigos do ambiente e com preço reduzido. Assim os geossintéticos e os RCD apresentam-se como boas alternativas para fazer face às exigências dos dias de hoje.

O presente trabalho tem como objetivo o estudo da interação RCD/geossintético através da realização de ensaios de arranque.

Os RCD que se utilizaram nos ensaios de arranque foram sujeitos a uma caracterização, determinando-se as suas principais características, tais como a curva granulométrica, a curva de compactação através da realização do ensaio Proctor, a densidade das partículas sólidas, os índices de vazios e os limites de Atterberg. As propriedades do RCD determinadas permitiram o seu uso adequado no estudo experimental realizado, realizando-se ensaios com o RCD nas suas melhores condições de compactação (teor em água ótimo e peso volúmico seco respetivo correspondente a 90% da sua densidade máxima).

No estudo experimental foram utilizadas duas geogrelhas uniaxiais e um geocompósito. Com os ensaios de arranque realizados estudou-se a interação RCD/geossintético e foram ainda estudadas a interferência nos resultados obtidos de algumas variáveis tais como a tensão de confinamento aplicada, o efeito da utilização de transdutores de medição de deslocamentos no interior dos provetes e a influência na resistência ao arranque das barras transversais de uma das geogrelhas.

Com o geocompósito e uma geogrelha realizaram-se ensaios de arranque para tensões normais de 10kPa e 25kPa e testou-se a interferência da utilização de transdutores de leitura de deslocamentos ao longo do geossintético. Com a segunda geogrelha realizaram-se ensaios para tensões normais de 10kPa e 25kPa e avaliou-se o efeito da ausência das barras transversais. Na presente dissertação apresentam-se as várias curvas força de arranque/deslocamento de arranque, comparando-se os resultados obtidos para as diferentes variantes introduzidas. Para os ensaios realizados com transdutores de leitura de deslocamentos ao longo dos provetes apresentam-se ainda as respetivas curvas deslocamento interno/deslocamento de arranque obtidas. Por fim apresenta-se uma análise de todos os resultados obtidos, tipos de rotura dos provetes, e principais conclusões do estudo realizado.

**PALAVRAS-CHAVE:** geossintético, resíduos de construção de demolição (RCD), ensaio de arranque, RCD reforçado com geossintético, interação RCD/geossintético.



## **ABSTRACT**

The technical, environmental and economic needs have increased the use of a low price and friendly-environmental materials. Thus, geosynthetics and the Construction and Demolition Wastes (CDW) represent good alternatives to face the current demands.

The present work aims to study the interaction between CDW and three geosynthetics through pullout tests.

The CDW used in the pullout tests were subjected to a previous characterization, to determine their main features, like the particle size distribution, the compaction curve performing the Proctor compaction test, the particle density, the minimum and maximum value of void ratio and the Atterberg limits. The CDW properties allowed its' proper use in the pullout experimental study. So, the CDW tests were performed in good compaction conditions (optimal moisture content and 90% of the maximum dry density).

In the experimental study two uniaxial geogrids and one geocomposite were used. The pullout tests allowed a better understand of the interaction between CDW/geosynthetic. It was also possible to study the interference in the test results of some variables, such as the normal stress, the effect of the use of displacement transducers placed inside the specimen and the influence of the transversal bars of one geogrid.

With the geocomposite and one of the geogrids it was possible to perform the pullout test for normal stress of 10kPa and 25kPa and test the interference of the use of displacement transducers placed along the geosynthetics. The tests for normal stress of 10kPa and 25kPa were also carried out with the second geogrid and the absence of transversal bars effect was evaluated. In this study several curves of pullout force/pullout displacement are presented, comparing the results reached for distinct conditions. Concerning to the tests performed with displacement transducers placed along the specimen, the curves internal displacement/pullout displacement are also illustrated. Lastly, an analysis of all the results, type of specimen failure and the main conclusions of the research are presented.

**KEYWORDS:** geosynthetics, construction and demolition wastes (CDW), pullout tests, CDW reinforced with geosynthetics, interfaces CDW/geosynthetic.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	i
RESUMO .....	iii
ABSTRACT .....	v

## 1. INTRODUÇÃO ..... 1

## 2. GEOSSINTÉTICOS ..... 3

### 2.1. INTRODUÇÃO ..... 3

### 2.2. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS ..... 3

#### 2.2.1. GEOTÊXTEIS ..... 3

#### 2.2.2. GEOGRELHAS ..... 4

#### 2.2.3. GEORREDES ..... 5

#### 2.2.4. GEOMEMBRANAS ..... 5

#### 2.2.5. GEOCOMPÓSITOS ..... 6

#### 2.2.6. GEOCOMPÓSITOS ARGILOSOS ..... 6

#### 2.2.7. GEOTUBOS ..... 7

#### 2.2.8. GEOCÉLULAS ..... 7

#### 2.2.9. GEOESPUMAS ..... 8

### 2.3. FUNÇÕES GEOSSINTÉTICOS ..... 9

#### 2.3.1. FILTRAGEM ..... 9

#### 2.3.2. SEPARAÇÃO ..... 9

#### 2.3.3. DRENAGEM ..... 9

#### 2.3.4. REFORÇO ..... 10

#### 2.3.5. CONTROLO DE EROSÃO ..... 10

#### 2.3.6. CONTENÇÃO DE LÍQUIDOS/GASES (BARREIRA) ..... 10

### 2.4. ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS ..... 10

### 2.5. REFORÇO DE BASES DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES ..... 11

## 3. ESTADO DE ARTE SOBRE ENSAIOS DE ARRANQUE ..... 13

### 3.1. INTRODUÇÃO ..... 13

### 3.2. ESTUDOS DE ALFARO ET AL. (1995) ..... 13

3.2.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	13
3.2.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	13
3.2.3. RESULTADOS.....	14
3.2.4. CONCLUSÕES .....	16
<b>3.3. ESTUDOS DE SOBHI E WU (1996)</b> .....	16
3.3.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	16
3.3.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	16
3.3.3. RESULTADOS.....	16
3.3.4. CONCLUSÕES .....	17
<b>3.4. ESTUDOS DE OCHIAI ET AL. (1996)</b> .....	17
3.4.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	17
3.4.2. ENSAIO DE CAMPO .....	18
3.4.2.1. Materiais e procedimento .....	18
3.4.2.2. Resultados.....	19
3.4.3. ENSAIO DE LABORATÓRIO .....	19
3.4.3.1. Materiais e procedimento .....	19
3.4.3.2. Resultados.....	20
3.4.4. CONCLUSÕES .....	21
<b>3.5. ESTUDOS DE LOPES E LADEIRA (1996)</b> .....	21
3.5.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	21
3.5.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	21
3.5.3. RESULTADOS.....	23
3.5.4. CONCLUSÕES .....	23
<b>3.6. ESTUDOS DE ALOBAIDI ET AL. (1997)</b> .....	24
3.6.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	24
3.6.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	24
3.6.3. RESULTADOS.....	25
3.6.4. CONCLUSÕES .....	25
<b>3.7. ESTUDOS DE BERNAL ET AL. (1997)</b> .....	26
3.7.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	26
3.7.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	26
3.7.3. RESULTADOS.....	27
3.7.4. CONCLUSÕES .....	28

<b>3.8. ESTUDOS DE BAKEER ET AL. (1998A)</b>	28
3.8.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS	28
3.8.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO	28
3.8.3. RESULTADOS	29
3.8.4. CONCLUSÕES	31
<b>3.9. ESTUDOS DE BAKEER ET AL. (1998B)</b>	31
3.9.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS	31
3.9.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO	31
3.9.3. RESULTADOS	32
3.9.4. CONCLUSÕES	32
<b>3.10. ESTUDOS DE LO (1998)</b>	33
3.10.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS	33
3.10.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO	33
3.10.3. RESULTADOS	34
3.10.4. CONCLUSÕES	37
<b>3.11. ESTUDOS DE PERKINS E CUELHO (1999)</b>	37
3.11.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS	37
3.11.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO	37
3.11.3. RESULTADOS	38
3.11.4. CONCLUSÕES	40
<b>3.12. ESTUDOS DE LOPES E LOPES (1999)</b>	40
3.12.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS	40
3.12.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO	40
3.12.3. CONCLUSÕES	43
<b>3.13. ESTUDOS DE SUGIMOTO ET AL. (2001)</b>	43
3.13.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS	43
3.13.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO	44
3.13.3. CONCLUSÕES	44
<b>3.14. ESTUDOS DE AIBAN E ALI (2001)</b>	45
3.14.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS	45
3.14.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO	45
3.14.3. CONCLUSÕES	47
<b>3.15. ESTUDOS DE PALMEIRA (2004)</b>	47

3.15.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	47
3.15.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	47
3.15.3. RESULTADOS.....	48
3.15.4. CONCLUSÕES .....	49
<b>3.16. ESTUDOS DE YIN ET AL. (2008)</b> .....	50
3.16.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	50
3.16.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	50
3.16.3. RESULTADOS.....	52
3.16.4. CONCLUSÕES .....	53
<b>3.17. ESTUDOS DE KHEDKAR E MANDAL (2009)</b> .....	53
3.17.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	53
3.17.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	54
3.17.3. RESULTADOS.....	54
3.17.4. CONCLUSÕES .....	55
<b>3.18. ESTUDOS DE GIANG ET AL. (2010)</b> .....	56
3.18.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS.....	56
3.18.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO.....	56
3.18.3. RESULTADOS.....	57
3.18.4. CONCLUSÕES .....	58
 <b>4 ESTUDO EXPERIMENTAL</b> .....	 59
<b>4.1. INTRODUÇÃO</b> .....	59
<b>4.2. CARACTERIZAÇÃO DOS RCD'S</b> .....	59
4.2.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA .....	60
4.2.2. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS.....	63
4.2.3. ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO ( $E_{MAX}$ ) E MÍNIMO ( $E_{MIN}$ ).....	65
4.2.3.1. Determinação de $e_{max}$ .....	65
4.2.3.2. Determinação de $e_{min}$ .....	66
4.2.4. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO-PROCTOR .....	67
4.2.5. LIMITES .....	69
<b>4.3. GEOSSINTÉTICOS</b> .....	69
4.3.1. GCR – GEOCOMPÓSITO DE REFORÇO.....	70
4.3.2. GG1 – GEOGRELHA 1 .....	70



4.3.3. GG2 – GEOGRELHA 2 .....	72
<b>4.4. BREVE DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO .....</b>	<b>73</b>
4.4.1. EQUIPAMENTO UTILIZADO .....	73
4.4.1.1. Caixa de arranque .....	74
4.4.1.2. Sistema de aplicação da força de arranque .....	75
4.4.1.3. Sistema de aplicação da tensão normal .....	75
4.4.1.4. Indicadores de deslocamento .....	76
4.4.1.5. Recolha de dados .....	77
4.4.2. PROCEDIMENTO DO ENSAIO .....	78
4.4.2.1. Preparação do solo .....	78
4.4.2.2. Colocação e compactação do solo (camadas inferiores) .....	78
4.4.2.3. Colocação do provete .....	79
4.4.2.4. Colocação e compactação do solo (camadas superiores) .....	80
4.4.2.5. Aplicação da tensão normal .....	81
4.4.2.6. Ensaio .....	81
4.4.2.7. Esvaziamento da caixa de arranque .....	81
<b>4.5. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAIOS DE ARRANQUE .....</b>	<b>82</b>
4.5.1. PORMENORES DOS ENSAIOS REFERENTES À INTERFACE RCD/GCR .....	83
4.5.2. PORMENORES DOS ENSAIOS REFERENTES À INTERFACE RCD/GG1 .....	84
4.5.3. PORMENORES DOS ENSAIOS REFERENTES À INTERFACE RCD/GG2 .....	85
<b>4.6. ANÁLISE DE RESULTADOS .....</b>	<b>88</b>
4.6.1. INTERFACE RCD/GCR .....	88
4.6.2. INTERFACE RCD/GG1 .....	95
4.6.3. INTERFACE RCD/GG2 .....	103
<b>4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>112</b>
 <b>5. CONCLUSÕES .....</b>	 <b>115</b>
 <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	 <b>117</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Diferentes tipos de geotêxteis (adaptado de <a href="http://www.geomembranes-geotextiles.com">www.geomembranes-geotextiles.com</a> ) .....	4
Fig. 2.2 – Geogrelha biaxial (adaptado de <a href="http://www.geosynthetics.com.cn">www.geosynthetics.com.cn</a> ) .....	4
Fig. 2.3 – Geogrelha uniaxial (adaptado de <a href="http://www.geosynthetics.com.cn">www.geosynthetics.com.cn</a> ) .....	5
Fig. 2.4 – Georrede (adaptado de <a href="http://www.hznai.com">www.hznai.com</a> ) .....	5
Fig. 2.5 – Geomembrana (adaptado de <a href="http://www.lagosecia.com.br">www.lagosecia.com.br</a> ) .....	6
Fig. 2.6 – Geocompósito (adaptado de <a href="http://www.maccaferribalkans.com">www.maccaferribalkans.com</a> ) .....	6
Fig. 2.7 – Geocompósito argiloso (adaptado de <a href="http://www.archiexpo.com">www.archiexpo.com</a> ) .....	7
Fig. 2.8 - Geotubo (adaptado de <a href="http://www.geofoco.com.br">www.geofoco.com.br</a> ) .....	7
Fig. 2.9 - Geocélula (adaptado de <a href="http://www.agrariaverde.pt">www.agrariaverde.pt</a> ) .....	8
Fig. 2.10 – Blocos de geoespuma (adaptado de <a href="http://www.refran.com.br">www.refran.com.br</a> ) .....	8
Fig. 2.11 - Esquema de muro reforçado com geossintético .....	11
Fig. 2.12 - Reforço da base do aterro com geossintético .....	12
Fig. 3.1 - Locais de leitura de deslocamentos ao longo do ensaio (adaptado de Alfaro et al. 1995) ...	16
Fig. 3.2 - Curvas força de arranque-deslocamento obtidas para os diferentes nós (adaptado de Alfaro et al. 1995) .....	16
Fig. 3.3 - Curva deslocamentos-força de arranque. Parte superior - ensaio. Parte inferior - modelo teórico (adaptado de Sobhi e Wu 1996) .....	19
Fig. 3.4 - Distribuição das geogrelhas ensaiadas em planta (uniaxiais com 2m e 4m de comprimento; biaxial com 3m de comprimento) (adaptado de Ochiai et al. 1996) .....	20
Fig. 3.5 - Esquema do aterro experimental em corte (Unidades em metros) (adaptado de Ochiai et al. 1996) .....	20
Fig. 3.6 - Locais de medição de deslocamentos ao longo da realização do ensaio (adaptado de Ochiai et al. 1996) .....	21
Fig. 3.7 - Curvas força de arranque-deslocamento obtida para diferentes pontos de leitura de deslocamentos e para uma tensão normal de 17 kN/m <sup>2</sup> e um comprimento de geogrelha de 4 metros (adaptado de Ochiai et al. 1996) .....	21
Fig. 3.8 - Locais de leitura de deslocamentos ao longo do ensaio (adaptado de Ochiai et al. 1996) ..	22
Fig. 3.9 - Curva força de arranque-deslocamento no nó 1, para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Ochiai et al. 1996) .....	23
Fig. 3.10 - Curva granulométrica da areia utilizada por Lopes e Ladeira (1996) .....	24
Fig. 3.11 - Características da geogrelha uniaxial (adaptado de Lopes e Ladeira 1996) .....	24
Fig. 3.12 - Curva granulométrica da areia de Leighton Buzzard (adaptado de Alobaidi et al. 1997) ...	26
Fig. 3.13 - Gráfico de força de arranque-deslocamento obtido nos ensaios para o geotêxtil A para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Alobaidi et al. 1997) .....	27

Fig. 3.14 - Gráfico de força de arranque-deslocamento obtido nos ensaios para o geotêxtil B para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Alobaidi et al. 1997) .....	27
Fig. 3.15 - Curva granulométrica da areia e dos pedaços de pneus (adaptado de Bernal et al. 1997) .....	28
Fig. 3.16 - Esquema do ensaio e locais de leituras de deslocamentos internos (adaptado de Bakeer et al. 1998a).....	31
Fig. 3.17 - Curva força de arranque-deslocamento para uma altura de aterro de 0,91 metros (adaptado de Bakeer et al. 1998a).....	31
Fig. 3.18 - Curva força de arranque-deslocamento para uma altura de aterro de 1,37 metros (adaptado de Bakeer et al. 1998a).....	32
Fig. 3.19 - Curva força de arranque-deslocamento para uma altura de aterro de 1,83 metros (adaptado de Bakeer et al. 1998a).....	32
Fig. 3.20 - Curva força de arranque-deslocamento para uma altura de aterro de 1,37 metros (adaptado de Bakeer et al. 1998a).....	33
Fig. 3.21 - Curvas granulométricas dos três solos ensaiados (adaptado de Lo 1998).....	35
Fig. 3.22 - Estrutura das tiras de poliéster (adaptado de Lo 1998).....	36
Fig. 3.23 - Curva força de arranque-deslocamento para o solo PR (adaptado de Lo 1998).....	38
Fig. 3.24 - Curva força de arranque-deslocamento para o solo SW (adaptado de Lo 1998) .....	38
Fig. 3.25 - Curva força de arranque-deslocamento para o solo M (adaptado de Lo 1998).....	39
Fig. 3.26 - Curva granulométrica do cascalho ensaiado por Perkins e Cuelho (1999) (adaptado de Perkins e Cuelho 1999) .....	40
Fig. 3.27 - Resultados obtidos para a geogrelha para diferentes tensões normais (adaptado de Perkins e Cuelho 1999).....	41
Fig. 3.28 - Resultados obtidos para o geotêxtil para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Perkins e Cuelho 1999).....	41
Fig. 3.29 - Curva granulométrica do solo 1 (adaptado de Lopes e Lopes 1999).....	42
Fig. 3.30 - Curva granulométrica do solo 2 (adaptado de Lopes e Lopes 1999).....	43
Fig. 3.31 - Estrutura das geogrelhas 1 e 2 (adaptado de Lopes e Lopes 1999) .....	44
Fig. 3.32 - Estrutura da geogrelha 3 (adaptado de Lopes e Lopes 1999) .....	44
Fig. 3.33 - Curva granulométrica da areia Sabkha em diferentes condições (adaptado de Aiban e Ali 2001) .....	48
Fig. 3.34 - Curva força de arranque-deslocamento para os diferentes geossintéticos (adaptado de Palmeira, 2004) .....	51
Fig. 3.35 - Curva força de arranque-deslocamento da geogrelha PG para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Palmeira, 2004) .....	51
Fig. 3.36 - Curva granulométrica do resíduo fino (adaptado de Yin et al. 2008) .....	52
Fig. 3.37 – Geotira ensaiada (adaptado de Yin et al. 2008) .....	53
Fig. 3.38 – Geogrelha (adaptado de Yin et al. 2008) .....	54

Fig. 3.39 - Curva força-deslocamento obtida para a geotira (adaptado de Yin et al. 2008) .....	54
Fig. 3.40 - Curva força-deslocamento obtida para a geogrelha para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Yin et al. 2008) .....	55
Fig. 3.41 - Geogrelhas ensaiadas (adaptado de Khedkar e Mandal 2009) .....	56
Fig. 3.42 - Curva força de arranque-deslocamento para diferentes tensões normais e diferentes geogrelhas (adaptado de Khedkar e Mandal 2009) .....	57
Fig. 3.43 - Estrutura dos geossintéticos (adaptado de Giang et al. 2010) .....	59
Fig. 3.44 - Deslocamentos obtidos para uma tensão vertical de 35 kPa para cada um dos geossintéticos (adaptado de Giang et al, 2010) .....	60
Fig. 4.1 – Amostra de RCD.....	62
Fig. 4.2 - Peneirador mecânico .....	63
Fig. 4.3 - Peneiro 75 µm com funil e proveta .....	64
Fig. 4.4 - Proveta com RCD e água destilada. Leitura com densímetro .....	64
Fig. 4.5 - Curva granulométrica do RCD .....	65
Fig. 4.6 - Peneiro n.º4 e RCD .....	66
Fig. 4.7 - Esquartelamento de uma amostra de RCD .....	66
Fig. 4.8 - Picnómetros com RCD e água destilada .....	67
Fig. 4.9 - RCD com água destilada a ferver .....	67
Fig. 4.10 - Picnómetro cheio com RCD e água destilada .....	67
Fig. 4.11 - Capsulas com RCD seco .....	67
Fig. 4.12 - Molde pequeno para determinação de $e_{max}$ e $e_{min}$ .....	68
Fig. 4.13 - Mesa vibratória com molde e alonga .....	69
Fig. 4.14 - Molde com RCD e pilão compactador .....	70
Fig. 4.15 - Molde com RCD, rasado .....	71
Fig. 4.16 - Curva de compactação .....	72
Fig. 4.17 – Aspeto visual do geocompósito de reforço .....	73
Fig. 4.18 – Aspeto visual da geogrelha 1 (GG1) .....	74
Fig. 4.19 - GG1 (plano).....	74
Fig. 4.20 - GG1 (corte).....	74
Fig. 4.21 – Aspeto visual da geogrelha 2 (GG2) .....	75
Fig. 4.22 - Dimensões da GG2 (MD - direção de fabrico) .....	76
Fig. 4.23 - Equipamento de arranque do Laboratório de Geossintéticos da FEUP .....	77
Fig. 4.24 – Aspeto da manga metálica no interior da caixa de arranque .....	78
Fig. 4.25 - Pegas do equipamento de arranque: a) pega cilíndrica; b) pega em cunha .....	78

Fig. 4.26 - Aplicação da tensão normal: a) sistema de aplicação da tensão normal; b) célula de carga; c) cilindro calcador .....	79
Fig. 4.27 - Indicadores de deslocamento: a) extensómetro; b) potenciómetros .....	80
Fig. 4.28 - Medidores de deslocamento ao longo do provete: a) potenciómetros de parafuso; b) potenciómetros de encaixe .....	80
Fig. 4.29 - Compactador utilizado para compactar o RCD .....	82
Fig. 4.30 - Compactação das camadas inferiores: a) camada inferior; b) camada intermédia inferior (nível de colocação do geossintético) .....	82
Fig. 4.31 - Colocação do provete com os potenciómetros de parafuso.....	83
Fig. 4.32 - Compactação das camadas superiores: a) camada intermédia superior; b) camada superior.....	84
Fig. 4.33 - Posições dos potenciómetros no GCR: a) esquema; b) fotografia dos potenciómetros instalados .....	87
Fig. 4.34 - Posições dos potenciómetros na GG1: a) esquema; b) fotografia .....	88
Fig. 4.35 - Escorregamento da geogrelha GG2 da pega de cunha .....	89
Fig. 4.36 - Solução adotada para ensaiar a GG2 .....	90
Fig. 4.37 - Posições dos potenciómetros na GG2: a) esquema; b) fotografia .....	90
Fig. 4.38 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 10kPa .....	92
Fig. 4.39 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 3 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 10kPa) .....	93
Fig. 4.40 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 e 3 para o potenciómetro A5 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 10kPa) .....	94
Fig. 4.41 - Rotura das fibras do provete (tensão de confinamento de 10kPa) .....	94
Fig. 4.42 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 25kPa .....	95
Fig. 4.43 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 3 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 25kPa) .....	96
Fig. 4.44 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 e 3 para o potenciómetro A5 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 25kPa) .....	97
Fig. 4.45 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque do GCR .....	98
Fig. 4.46 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 10kPa .....	99
Fig. 4.47 - Rotura por tração (tensão de confinamento de 10kPa - sem potenciómetros) .....	100
Fig. 4.48 - Rotura por tração (tensão de confinamento de 10kPa - com potenciómetros) .....	100
Fig. 4.49 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 10kPa) .....	101

Fig. 4.50 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 e 3 para os potenciómetros A1 e A5 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 10kPa) .....	101
Fig. 4.51 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 25kPa .....	102
Fig. 4.52 - Rotura por tração (tensão de confinamento de 25kPa - sem potenciómetros) .....	103
Fig. 4.53 - Rotura por tração (tensão de confinamento de 25kPa - sem potenciómetros) .....	103
Fig. 4.54 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 3 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 25kPa).....	103
Fig. 4.55 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 e 3 para os potenciómetros A1 e A5 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 25kPa) .....	104
Fig. 4.56 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque da GG1 .....	105
Fig. 4.57 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com potenciómetros e tensão de confinamento de 25kPa .....	106
Fig. 4.58 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para um ensaio realizado sem potenciómetros (provete 2) e para um ensaio com potenciómetros (provete 5) para uma tensão de confinamento de 25kPa .....	107
Fig. 4.59 - Rotura das barras transversais do provete 5 (tensão de confinamento de 25kPa).....	108
Fig. 4.60 - Rotura das barras transversais do provete 2 (tensão de confinamento de 25kPa).....	108
Fig. 4.61 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 10kPa .....	109
Fig. 4.62 - Rotura das barras transversais do provete 3 (tensão de confinamento de 10kPa).....	110
Fig. 4.63 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 25kPa .....	110
Fig. 4.64 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque da GG2 .....	111
Fig. 4.65 - Provete a ensaiar sem barras transversais.....	112
Fig. 4.66 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para dois provetes ensaiados sem barras transversais (tensão de confinamento de 10kPa e 25kPa) .....	113
Fig. 4.67 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para os provetes ensaiados com uma tensão de confinamento de 10kPa.....	114
Fig. 4.68 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para os provetes ensaiados com uma tensão de confinamento de 25kPa.....	114

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Resultados dos ensaios de arranque realizados (Rotura = rotura do provete por tração) (adaptado de Alfaro et al. 1995).....	18
Quadro 3.2 - Características do geotêxtil não tecido (adaptado de Sobhi e Wu 1996).....	20
Quadro 3.3 - Propriedades da areia Toyoura (adaptado de Ochiai et al. 1996).....	23
Quadro 3.4 - Força de arranque e fator de aderência obtidos para diferentes comprimentos de geogrelha e para um solo com peso específico de $18,5 \text{ kN/m}^3$ e densidade relativa de 86% (adaptado de Lopes e Ladeira 1996) .....	26
Quadro 3.5 - Força de arranque e fator de aderência obtidos para diferentes comprimentos de geogrelha e para um solo com peso específico de $17,5 \text{ kN/m}^3$ e densidade relativa de 50% (adaptado de Lopes e Ladeira 1996) .....	26
Quadro 3.6 - Características dos geotêxteis (adaptado de Alobaidi et al. 1997) .....	28
Quadro 3.7 - Características dos geossintéticos (adaptado de Bernal et al. 1997) .....	30
Quadro 3.8 - Valores do coeficiente de interação obtidos por Bernal et al, (1997) para os dois tipos de solos (adaptado de Bernal et al. 1997) .....	31
Quadro 3.9 – Distribuição das partículas pelos diferentes peneiros (in = polegada) (adaptado de Bakeer et al. 1998b).....	36
Quadro 3.10 - Resultados obtidos nos ensaios de arranque (adaptado de Bakeer et al. 1998b).....	36
Quadro 3.11 - Propriedades dos três solos ensaiados por Lo (1998) (adaptado de Lo 1998) .....	38
Quadro 3.12 – Ensaios realizados por Lo (1998) (adaptado de Lo 1998).....	39
Quadro 3.13 - Características da geogrelha e do geotêxtil (MD – direção da máquina; XMD – direção perpendicular à máquina) (adaptado de Perkins e Cuelho 1999) .....	42
Quadro 3.14 - Resultados do ângulo de atrito na interface solo-geossintético para diferentes tensões normais aplicadas (MD – direção de fabrico; XMD – direção perpendicular à de fabrico; GT – geotêxtil; GG – geogrelha) (adaptado de Perkins e Cuelho 1999).....	44
Quadro 3.15 - Propriedades dos solos 1 e 2 (adaptado de Lopes e Lopes 1999).....	45
Quadro 3.16 - Características das geogrelhas 1 e 2 (adaptado de Lopes e Lopes 1999) .....	45
Quadro 3.17 - Características da geogrelha 3 (MD – direção da máquina; XMD – direção perpendicular à máquina) (adaptado de Lopes e Lopes 1999) .....	46
Quadro 3.18 - Características do geotêxtil (MD – direção da máquina; XMD – direção perpendicular à máquina) (adaptado de Lopes e Lopes 1999) .....	47
Quadro 3.19 - Características do geocompósito (MD – direção da máquina; XMD – direção perpendicular à máquina) (adaptado de Lopes e Lopes 1999) .....	47
Quadro 3.20 - Propriedades da areia (adaptado de Sugimoto et al. 2001).....	48
Quadro 3.21 - Características das geogrelhas ensaiadas por Sugimoto et al. (2001) (Long. – longitudinal; Trans. – transversal) (adaptado de Sugimoto et al. 2001) .....	48
Quadro 3.22 - Características da areia Sabkha (adaptado de Aiban e Ali 2001).....	49

Quadro 3.23 - Características dos geotêxteis (MD – direção de fabrico; CD – direção perpendicular à de fabrico) (adaptado de Aiban e Ali 2001) .....	50
Quadro 3.24 - Características da areia Leighton Buzzard (adaptado de Palmeira, 2004) .....	51
Quadro 3.25 - Características dos geossintéticos ensaiados (MG1 a MG8 são geogrelhas metálicas e PG é uma geogrelha de polietileno) (adaptado de Palmeira, 2004) .....	52
Quadro 3.26 - Características do resíduo fino (adaptado de Yin et al. 2008) .....	55
Quadro 3.27 - Características da geotira (PEAD – polietileno de alta densidade) (adaptado de Yin et al. 2008) .....	55
Quadro 3.28 - Características da geogrelha (MD – direção de fabrico; XMD – direção perpendicular à de fabrico) (adaptado de Yin et al. 2008) .....	55
Quadro 3.29 - Forças máximas de arranque obtidas nos diferentes ensaios realizados (adaptado de Khedkar e Mandal 2009) .....	59
Quadro 3.30 - Características das geogrelhas e da placa (adaptado de Giang et al. 2010) .....	60
Quadro 4.1 - Peneiros da série ASTM .....	63
Quadro 4.2 - Características do geocompósito (MD - direção de fabrico; CD - direção perpendicular à de fabrico) .....	73
Quadro 4.3 - Dimensões da GG1 .....	75
Quadro 4.4 - Características da GG1 .....	75
Quadro 4.5 - Dimensões da GG2 .....	76
Quadro 4.6 – Características da GG2 .....	76
Quadro 4.7 – Plano dos ensaios de arranque realizados (s/transv. = sem barras transversais) .....	86
Quadro 4.8 - Resultados dos ensaios de arranque do GCR .....	97
Quadro 4.9 - Resultados dos ensaios de arranque da GG1 .....	105
Quadro 4.10 - Resultados dos ensaios de arranque da GG2 .....	111
Quadro 4.11 - Resultados dos ensaios de arranque sem barras transversais da GG2 .....	113
Quadro 4.12 - Resultados de todos os ensaios realizados no estudo experimental (s/transv. = sem barras transversais) .....	115



## **SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS**

ASTM - Sociedade Americana de Ensaios e Materiais

B – largura do provete de geossintético

c – coesão

$C_c$  – coeficiente de curvatura

CD - direção perpendicular à de fabrico

$C_i$  – coeficiente de interação

$C_u$  – coeficiente de uniformidade

$D_{10}$  – diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% de material passado numa curva granulométrica

$D_{30}$  – diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 30% de material passado numa curva granulométrica

$D_{50}$  – diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 50% de material passado numa curva granulométrica

$D_{60}$  – diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 60% de material passado numa curva granulométrica

$D_{min}$  – diâmetro mínimo

$D_r$  – densidade relativa

e – índice de vazios

E – modulo de Young

$e_{max}$  – índice de vazios máximo

$e_{min}$  – índice de vazios mínimo

$F_{ar}$  - força de arranque máxima obtida nos resultados de ensaio

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

$G_s$  – densidade das partículas sólidas

$I_D$  – índice de compactidade

in – polegada

$L_0$  – comprimentos de provete confinado

MD – direção da máquina

$n_m$  – número de barras existentes num metro de largura do provete

$n_p$  - número de barras na largura do provete

P – resistência ao arranque por unidade de largura

PEAD – Polietileno de alta densidade

PET – Poliéster

PVC – Policloreto de vinil

RCD – Resíduos de Construção e Demolição

w – teor em água

w<sub>opt</sub> – teor em água ótimo

XMD – direção perpendicular à de fabrico

Y<sub>(ID=55%)</sub> – peso volúmico para um índice de compacidade de 55%

Y<sub>d</sub> – peso volúmico seco

Y<sub>máx</sub> – peso volúmico seco máximo

Y<sub>min</sub> – peso volúmico seco mínimo

ρ – peso volúmico

σ<sub>a</sub> – tensão normal aplicada pelos cilindros calcadores

σ<sub>n</sub> – tensão normal

σ<sub>s</sub> – tensão provocada pelo solo

σ<sub>v</sub> – tensão normal

σ<sub>y</sub> – tensão normal

Φ – ângulo de atrito

Φ<sub>res</sub> – ângulo de atrito residual

# 1

## INTRODUÇÃO

Os geossintéticos e os Resíduos de Construção e Demolição (RCD) são materiais de construção que, devido à sustentabilidade ambiental exigida pelo planeta e pelas vantagens económicas e técnicas que apresentam, têm vindo a ter, nas últimas décadas, um aumento muito significativo na sua utilização. Aliando estes dois materiais a um método construtivo como o reforço de solos, que se tem vindo a desenvolver nos últimos tempos, surge a necessidade de estudar este conjunto através da realização de ensaios de arranque, estudando-se a interação RCD/geossintético, para se aferir acerca do comportamento das interfaces entre estes dois materiais.

Os RCD são gerados em grandes quantidades durante todo o processo construtivo, manutenção e, principalmente, na demolição de edifícios. A grande quantidade de RCD produzida nas obras resulta das inevitabilidades do processo construtivo em gerar enormes quantidades de resíduos. De referir que, embora a produção de RCD seja uma necessidade, esta pode ser diminuída, pois uma parte destes resíduos resulta de erros ou indefinições nos projetos, erros de construção, falta de controlo, entre outros. A constituição deste material é muito diversificada, tanto em termos de materiais inorgânicos como orgânicos. Dos seus constituintes destacam-se o betão, cerâmicas, solos, rochas, metais, papel, madeira, vidro, plástico, entre outros. Com a diversidade de materiais existentes nos RCD não é fácil encontrar soluções para a sua utilização, mas a reciclagem poderá facilitar este processo, pois permite a separação dos diferentes constituintes, conforme as suas características. Com os materiais passíveis de serem utilizados na construção é possível, britando-os, encontrar diversos fins para os mesmos.

Com as necessidades, não só técnicas, mas também económicas e ambientais, de reutilizar materiais de construção vão surgindo aplicações para o uso dos RCD, assim, os RCD podem ser empregues em bases e sub-bases de aterros rodoviários, na construção de aterros, como agregados para betão sem função estrutural, na indústria de blocos de alvenaria, entre outros. A fração fina dos RCD que, dependendo da sua origem, é quase sempre bastante significativa pode ser reutilizada em infraestruturas que necessitem apenas destas frações mais finas. Outra forma de aplicar os RCD, que pela sua heterogeneidade não apresentam características muito uniformes, pode ser utilizar este material associado a outro com constituições mais controláveis e assim obter bons materiais de construção.

A não reutilização destes resíduos em obras leva a que tenham de ser depositados em aterros de resíduos. A sua colocação, muitas vezes, em locais inapropriados provoca contaminação de água subterrâneas e do solo, devido aos produtos tóxicos existentes na sua constituição como metais e plásticos, conduzindo ainda a problemas de saúde pública. As vantagens da reciclagem e reutilização dos RCD são o baixo custo da utilização deste material ou mesmo sem custos caso seja reutilizado na própria obra onde é produzido. Por outro lado, o uso deste material permite que não se extraiam outros materiais da natureza contribuindo, assim, para uma maior sustentabilidade ambiental, não só devido à

não utilização destes materiais mas também à poluição que a sua extração provocaria. Permite ainda uma maior disponibilidade de espaço nos aterros de resíduos, dado que por vezes os RCD ocupam uma elevada parte dos mesmos.

Os geossintéticos, cada vez mais, são um produto utilizado na engenharia civil, em especial na engenharia geotécnica. A própria constituição da palavra geossintético indica um produto sintético para uso no solo, ou seja, os geossintéticos são um produto utilizado para resolução de problemas geotécnicos podendo desempenhar funções de separação, filtragem, drenagem, proteção, reforço e controlo de erosão.

O principal objetivo da realização deste trabalho é estudar a interação RCD/geossintético através da realização de ensaios de arranque, pretendendo-se concluir, ainda, acerca da interferência de algumas variáveis destes ensaios nos resultados obtidos. Para alcançar este objetivo, tornou-se também importante a caracterização dos RCD utilizados nos ensaios de arranque e a elaboração de um estado de arte sobre estudos de ensaios de arranque.

A presente dissertação divide-se em cinco capítulos, o presente capítulo apresenta o tema, algumas particularidades dos RCD, os objetivos e a estrutura da dissertação. No capítulo dois são apresentadas particularidades dos geossintéticos, nomeadamente: funções e tipos de geossintéticos, sendo dado especial destaque à função de reforço. No terceiro capítulo resume-se uma pesquisa bibliográfica realizada em revistas internacionais da especialidade, e apresenta-se um estado de arte sobre ensaios de arranque. Neste estado de arte apresentam-se as características dos materiais utilizados (solos e geossintéticos), dos equipamentos de arranque e os resultados e principais conclusões obtidas pelos autores dos estudos apresentados. No capítulo 4, referente ao estudo experimental, apresentam-se os resultados dos ensaios efetuados com vista à caracterização do RCD, as características dos geossintéticos utilizados, uma descrição de todas as componentes do equipamento de arranque utilizado, o procedimento dos ensaios e uma análise comparativa de todos os resultados de arranque. Por fim, no último capítulo, são apresentadas as principais conclusões e alguns desenvolvimentos futuros que complementaríamos os trabalhos realizados no âmbito da presente dissertação.

## 2 GEOSSINTÉTICOS

### 2.1. INTRODUÇÃO

O termo geossintético surge na década de 80 com o objetivo de designar indiferenciadamente os produtos sintéticos utilizados até então como geotêxteis, geomembranas entre outros. O termo geossintético define um produto sintético utilizado em obras de diversos tipos como obras geotécnicas, ambientais, hidráulicas ou de transportes, podendo desempenhar diferentes funções.

O facto de serem produtos industrializados, permite não só o constante desenvolvimento de novos produtos e o melhoramento das características de produtos existentes, mas também a produção de produtos com uma elevada fiabilidade.

### 2.2. CLASSIFICAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

A principal classificação dos geossintéticos é feita segundo a sua estrutura, podendo estes ser classificados segundo outras características como a sua permeabilidade ou as suas dimensões.

Sendo a classificação segundo a sua estrutura a mais utilizada e a que melhor separa os geossintéticos segundo as suas características, a estrutura de alguns geossintéticos será apresentada em maior pormenor.

#### 2.2.1. GEOTÊXTEIS

Os geotêxteis (Fig. 2.1) são elementos constituídos por fibras ou filamentos, que são entrelaçados formando uma tela continua e com espessura, que dependendo do método de fabrico, é geralmente reduzida. Os geotêxteis podem ser divididos conforme o seu método de fabrico em geotêxteis tecidos, não tecidos, tricotados ou costurados. O nome geotêxtil resulta de o produto final ser semelhante a um têxtil e por isso apresenta características semelhantes a este como a sua elevada flexibilidade e permeabilidade.

Atendendo às suas características e constituição este tipo de geossintético é utilizado com a função de separação, filtragem, drenagem, reforço e controlo de erosão.

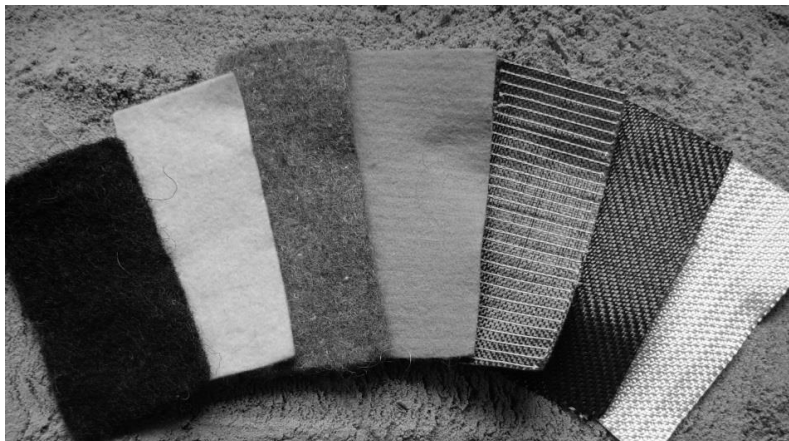


Fig. 2.1 - Diferentes tipos de geotêxteis (adaptado de [www.geomembranes-geotextiles.com](http://www.geomembranes-geotextiles.com))

#### 2.2.2. GEOGRELHAS

As geogrelhas apresentam uma forma semelhante a grelhas, podendo por isso ter configurações das suas aberturas muito variadas. As geogrelhas são geralmente formadas por polímeros e dependendo do seu método de fabrico, as geogrelhas podem ser uniaxiais (Fig. 2.2) quando são somente estiradas numa direção durante o seu processo de fabrico ou biaxiais (Fig. 2.3) quando estiradas nas duas direções. As geogrelhas biaxiais possuem resistência elevada em duas direções enquanto as uniaxiais possuem elevada resistência apenas numa direção.

Apresentando áreas de aberturas superiores às áreas ocupadas pelas barras transversais e longitudinais, e tendo uma elevada resistência à tração, este tipo de geossintético é principalmente utilizado com a função de reforço.

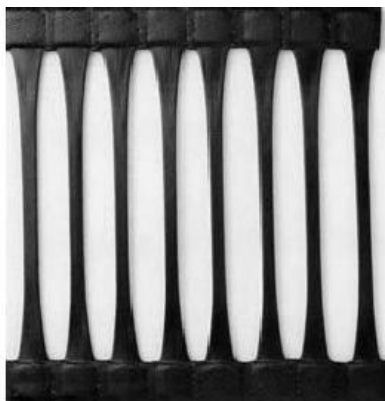


Fig. 2.2 - Geogrelha uniaxial (adaptado de [www.geosynthetics.com.cn](http://www.geosynthetics.com.cn))

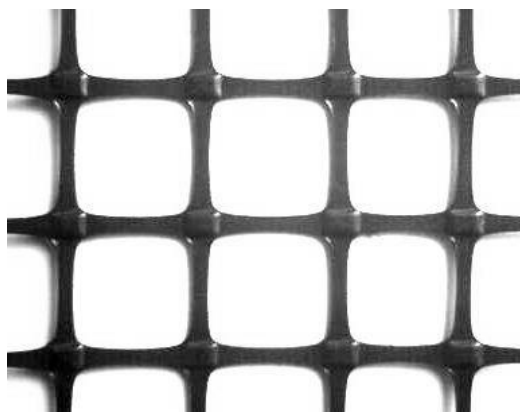


Fig. 2.3 – Geogrelha biaxial (adaptado de [www.geosynthetics.com.cn](http://www.geosynthetics.com.cn))

### 2.2.3. GEORREDES

As georredes (Fig. 2.4) são geossintéticos constituídos por elementos poliméricos, que são fabricados utilizando um processo de extrusão, cruzando os elementos que as formam obtendo-se assim uma rede permeável. É normalmente utilizada com a função de transporte, podendo transportar fluidos ou gases. As georredes são também muito utilizadas como elemento constituinte dos geocompositos.



Fig. 2.4 – Georrede (adaptado de [www.hznai.com](http://www.hznai.com))

### 2.2.4. GEOMEMBRANAS

As geomembranas (Fig. 2.5) são fabricadas utilizando um ou mais materiais sintéticos e podem ainda ser reforçadas com folhas de polímero ou com um geotêxtil, formando assim uma membrana contínua, flexível e praticamente impermeável.

Sendo a impermeabilidade a principal característica que a diferencia dos outros geossintéticos são normalmente utilizadas em impermeabilizações servindo de barreira a líquidos, gases ou vapores.



Fig. 2.5 – Geomembrana (adaptado de [www.lagosecia.com.br](http://www.lagosecia.com.br))

#### 2.2.5. GEOCOMPÓSITOS

Os geocompósitos (Fig. 2.6) não têm a sua estrutura completamente definida, pois são constituídos pela junção de diferentes materiais sendo que pelo menos dois têm de ser geossintéticos. Existem portanto vários tipos de geocompósitos, podendo ser utilizados na sua constituição geotêxteis, georredes, geogrelhas ou geomembranas. Com os geossintéticos podem ainda ser utilizados outros materiais como areia, brita, fibras naturais, etc., dependendo dos objetivos que se pretendem atingir com a utilização do geocompósito. Dos diferentes tipos de geocompósitos destacam-se os drenantes e os de reforço.



Fig. 2.6 – Geocompósito (adaptado de [www.maccaferribalkans.com](http://www.maccaferribalkans.com))

#### 2.2.6. GEOCOMPÓSITOS ARGILOSOS

Os geocompósitos argilosos (Fig. 2.7), também designados por barreiras geossintéticas argilosas, são um tipo de geocompósito que tem sempre na sua constituição uma camada de argila bentonítica. Esta camada argilosa está normalmente entre duas camadas que geralmente são geotêxteis e/ou geomembranas. Tem como principal função funcionar como barreira a líquidos e gases. São utilizados muitas vezes nos aterros de resíduos com a função de impermeabilização, em conjunto com geomembranas.





Fig. 2.7 – Geocompósito argiloso (adaptado de [www.archiexpo.com](http://www.archiexpo.com))

#### 2.2.7. GEOTUBOS

Os geotubos (Fig. 2.8) são tubos fabricados a partir de produtos poliméricos. Dependendo da função a que são destinados podem, ou não, ser perfurados. Sendo a sua principal função a drenagem de materiais tanto no estado líquido como gasoso, podem ser utilizados juntamente com geotêxteis.



Fig. 2.8 - Geotubo (adaptado de [www.geofoco.com.br](http://www.geofoco.com.br))

#### 2.2.8. GEOCÉLULAS

As geocélulas (Fig. 2.9) são constituídas por tiras de materiais poliméricos, que formam alvéolos. O conjunto destes alvéolos soldados entre si forma uma espécie de colmeia, ou seja uma rede tridimensional. Os vazios presentes no interior de cada cilindro são preenchidos com areia, brita, betão ou solo dependendo da função a desempenhar pela geocélula. Quando utilizadas tiras com mais de meio metro de largura interligadas com cordões poliméricos forma-se uma estrutura designada por geocolchão.

A principal aplicação das geocélulas é como elemento de estabilização em estruturas de contenção e taludes podendo ser também utilizada como proteção mecânica ou contra a erosão.



Fig. 2.9 - Geocélula (adaptado de [www.agrariaverde.pt](http://www.agrariaverde.pt))

#### 2.2.9. GEOESPUMAS

As geoespumas são constituídas por poliestireno expandido, com uma densidade baixa. É utilizado sob a forma de placa ou bloco (Fig. 2.10), conforme o fim destinado. As suas características permitem que tenha um bom comportamento térmico, podendo assim ser utilizadas com este fim. A sua reduzida densidade permite que sejam utilizadas como material de aterro ou como elemento capaz de reduzir as pressões de terras em muros de suporte.



Fig. 2.10 – Blocos de geoespuma (adaptado de [www.refran.com.br](http://www.refran.com.br))

## **2.3. FUNÇÕES GEOSSINTÉTICOS**

Os geossintéticos são introduzidos nas obras com o objetivo de desempenhar uma ou mais funções. Dependendo do tipo de obra e do tipo de geossintético, os geossintéticos podem desempenhar as funções de separação, filtragem, drenagem, reforço, controle da erosão, contenção de líquidos e/ou gases.

### **2.3.1. FILTRAGEM**

Quando desempenha a função de filtragem o geossintético deve impedir a passagem de partículas sólidas mas permitir a passagem de líquidos.

Para desempenhar esta função é importante que o geossintético possua determinadas características, sendo a principal o adequado tamanho da dimensão das aberturas, pois não pode permitir a passagem de partículas sólidas e têm de permitir a passagem de líquidos. Outra importante característica do geossintético que desempenha a função de filtro é apresentar uma adequada permeabilidade. Outras características importantes para desempenhar corretamente a função de filtragem são uma boa resistência ao punçoamento, ao rasgamento e à tração.

Uma situação em que os geossintéticos são utilizados com esta função é, por exemplo, em obras rodoviárias para evitar o arrastamento de finos para a camada granular drenante ou para os drenos longitudinais, mantendo o escoamento através do sistema.

### **2.3.2. SEPARAÇÃO**

O geossintético separa duas camadas de solo com características diferentes, por exemplo com granulometrias diferentes. Muitas vezes esta função é desempenhada juntamente com a função de filtragem pois o geossintético separa duas camadas de solo deixando que a parte líquida o transponha.

As principais características que os geossintéticos devem possuir para desempenhar adequadamente a função de separação são uma abertura de poros adequada para os solos onde serão inseridos, boa resistência à tração, ao punçoamento e à abrasão. Devido às cargas a que os geossintéticos estão sujeitos quando desempenham esta função é também importante que possuam uma boa flexibilidade.

Os geotêxteis desempenham a função de separação, por exemplo, em pavimentos rodoviários, evitando que os materiais da camada da base penetrem na camada subjacente, preservando desta forma a espessura da camada da base e a integridade do pavimento.

### **2.3.3. DRENAGEM**

Quando o geossintético permite a passagem de líquidos ou gases através do seu próprio plano desempenha a função de dreno.

Para desempenhar corretamente a função de drenagem é imprescindível que o geossintético tenha uma permeabilidade superior à do solo para assim permitir que a água se escoe.

As aplicações dos geossintéticos com esta função são variadas podendo ser utilizados para dissipação de pressões de água em bases de aterros, em pavimentos, atrás de estruturas de suporte de terra., Estes drenos dependendo de caso para caso podem ser verticais ou horizontais. Os geossintéticos mais comuns para desempenhar esta função são os geocompósitos drenantes.

Para desempenhar corretamente a função de dreno os geossintéticos devem ter uma boa resistência ao punçoamento e sobretudo ter uma transmissividade adequada ao tipo de drenagem que vão desempenhar.

#### **2.3.4. REFORÇO**

O geossintético é colocado no interior de um maciço terroso ou de um aterro com o objetivo de suportar os esforços de tração a que o maciço está sujeito ou suportar as diferenças de pressões entre duas camadas de solo equilibrando assim o conjunto.

Os principais geossintéticos utilizados com esta função são as geogrelhas e os geotêxteis devido à sua elevada resistência à tração. Os geossintéticos que desempenham a função de reforço devem ter um bom comportamento tração-deformação a curto prazo, um bom comportamento à fluência, boa resistência nas interfaces solo-geossintético e boa resistência ao punçoamento.

#### **2.3.5. CONTROLO DE EROSÃO**

Quando utilizados com a função de controlo de erosão o geossintético tem como objetivo minimizar a erosão de solos. Os geossintéticos desempenham esta função normalmente em proteção costeira ou em taludes que estão sujeitos à ação da chuva e sobretudo sujeitos ao escoamento de águas superficiais que provocam elevada erosão nos solos.

Os geossintéticos com esta função podem ter características muito variáveis, dependendo do tipo e duração da função que desempenham. Desde logo a duração que esta função irá ter, poderá levar a que seja vantajoso a utilização de fibras biodegradáveis para que o geossintético tenha apenas efeito durante um período curto, podendo depois a sua função ser desempenhada por vegetação. Um problema associado à erosão é o transporte de partículas que pode ser minimizado utilizando barreiras verticais, podendo assim o geossintético com esta função ser colocado no plano do talude a proteger contra a erosão ou perpendicularmente a este para impedir a passagem de partículas.

#### **2.3.6. CONTENÇÃO DE LÍQUIDOS/GASES (BARREIRA)**

Para desempenhar a função de contenção de líquidos ou gases o geossintético deve ser praticamente impermeável funcionando assim como uma barreira. Os principais geossintéticos com características de impermeabilidade são as geomembranas e os geocompósitos argilosos, sendo que para que desempenhem corretamente as suas funções, é necessário um cuidado especial no seu transporte e colocação em obra para que a impermeabilidade seja assegurada.

### **2.4. ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS**

A introdução de geossintéticos no interior de um maciço de solo tem como função principal o aumento da resistência global da estrutura na qual está inserido, mas para que este aumento global de resistência seja conseguido é necessário que a interação solo-geossintético tenha uma boa eficácia. Para se assegurar uma boa interface solo-geossintético é importante ter em conta que o comprimento do reforço seja suficiente para mobilizar as tensões de corte necessárias ao equilíbrio da força de tração máxima instalada no reforço. As características do solo a reforçar, nomeadamente a dimensão das partículas, assumem uma importância elevada quando os solos são reforçados com geogrelhas.

Outros aspetos importantes que contribuem para o bom comportamento da interface solo-geossintético é o tipo de geossintético utilizado, pois nem sempre as geogrelhas são a melhor solução.

A principal aplicação de geossintéticos em estruturas de solo reforçado é a construção de taludes muito inclinados ou mesmo de muros verticais. Neste tipo de obras desenvolve-se uma superfície de escorregamento que divide a massa de solo reforçado em duas partes, uma parte estável e uma parte instável (Fig. 2.11). Colocando um geossintético de reforço que intercepe esta superfície de deslizamento é possível equilibrar a estrutura. O equilíbrio é conseguido, pois a parte do solo instável ao deslizar arrasta consigo o geossintético, mas como o geossintético que se encontra na zona estável está bem preso não permite este deslizamento.

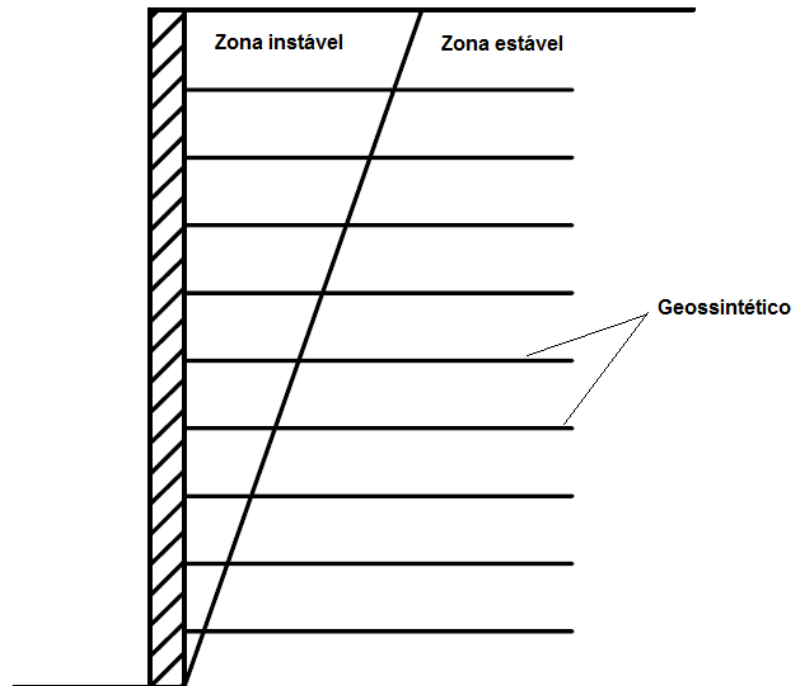


Fig. 2.11 - Esquema de muro reforçado com geossintético

Os taludes inclinados ou muros de suporte são um bom exemplo da importância da interação solo-geossintético, pois o equilíbrio global da estrutura depende da resistência desta interação.

## **2.5. REFORÇO DE BASES DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES**

Os aterros construídos sobre solos moles provocam o crescimento da tensão média e da tensão de corte no maciço, levando a que se desenvolvam excessos de pressões neutras positivas. Entre as várias soluções possíveis para a resolução deste problema, como construção de colunas de brita, banquetas laterais, entre outros, surge a possibilidade de reforçar a base do aterro com um geossintético resistente (Fig. 2.12).

As superfícies aproximadamente circulares que se formam, serão assim intercetadas pelo geossintético. A força de tração que o geossintético resiste é acrescentada ao momento resistente, aumentando o fator de segurança global da estrutura.

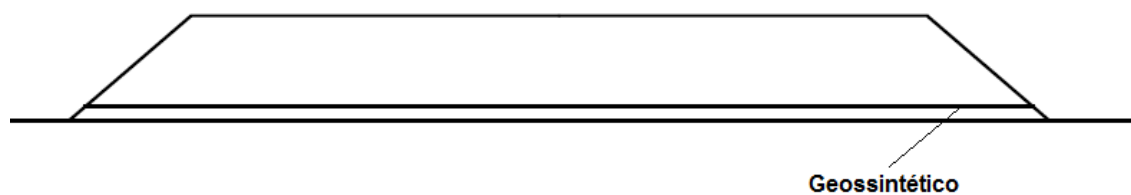


Fig. 2.12 - Reforço da base do aterro com geossintético

Com o correto dimensionamento do geossintético, as superfícies de rotura que intersetem o corpo do aterro não provocarão colapso da estrutura. O aterro apenas poderá sofrer colapso caso existam superfícies de rotura que não intersetem o corpo do aterro, ou seja, superfícies muito profundas mas que poderão também intersestar estratos mais profundos e mais resistentes.

# 3

## ESTADO DE ARTE SOBRE ENSAIOS DE ARRANQUE

### 3.1. INTRODUÇÃO

Para elaboração do presente estado de arte sobre ensaios de arranque com geossintéticos foi realizada uma pesquisa bibliográfica em revistas internacionais sobre geossintéticos. Os estudos selecionados tiveram como critério principal a escolha de artigos que contemplassem a própria realização de ensaios, apresentando-se sempre que possível os resultados obtidos pelos autores. Para cada artigo são apresentadas as principais características dos equipamentos utilizados nos ensaios e dos materiais ensaiados, bem como, as principais conclusões a que os autores chegaram com a realização dos ensaios de arranque.

### 3.2. ESTUDOS DE ALFARO ET AL. (1995)

#### 3.2.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

O estudo de Alfaro et al. (1995) foi realizado com o objetivo de aprofundar o conhecimento acerca do mecanismo de interação solo-geossintético, realizando-se para este estudo vários ensaios de arranque.

#### 3.2.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Nestes ensaios foi utilizado um cascalho com areia cujas características são:  $D_{50}=4,74$  mm;  $C_u=15$ ;  $C_c=1,67$ ;  $14,32 \text{ kN/m}^3 < \gamma_d < 19,10 \text{ kN/m}^3$ . A densidade relativa do cascalho com areia foi de 95%, tendo sido ensaiado seco.

No estudo foi utilizada uma geogrelha uniaxial, tendo os autores realizado ensaios para várias larguras de geogrelha. A resistência à tração da geogrelha era de 80 kN/m.

Os ensaios foram realizados numa caixa de arranque com 1,500m de comprimento, 0,600m de largura e 0,400m de altura. A força de arranque foi aplicada utilizando um macaco e o arranque foi realizado a uma velocidade constante de 1 milímetro por minuto. A tensão normal foi aplicada utilizando um sistema de *air bag*, tendo sido realizados ensaios para valores de tensões normais de 20, 30, 40 e 50 kN/m<sup>2</sup>.

Os autores definiram como limite para o término do ensaio, um deslocamento máximo da geogrelha de 75cm ou a ocorrência de rotura por tração da mesma.

### 3.2.3. RESULTADOS

Durante a aplicação da força de arranque foram realizadas leituras de deslocamentos em 6 pontos diferentes da geogrelha (Fig. 3.1).

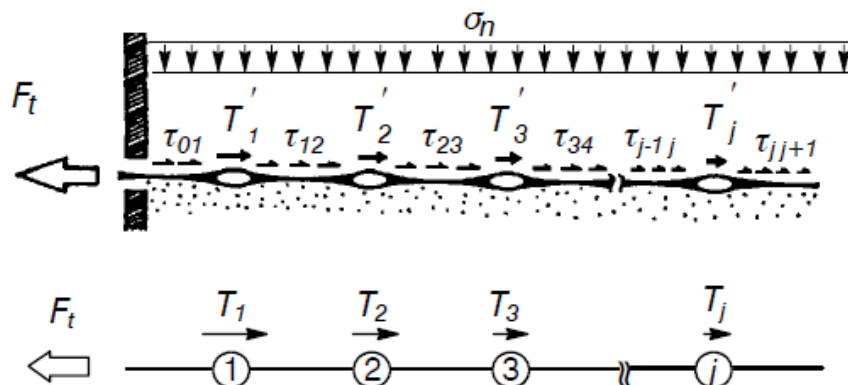


Fig. 3.1 - Locais de leitura de deslocamentos ao longo do ensaio (adaptado de Alfaro et al. 1995)

São apresentados na Fig. 3.2 os deslocamentos internos em função da força de arranque referente a um ensaio realizado para uma tensão normal de  $30 \text{ kN/m}^2$  e com uma largura de geossintético de 30cm.

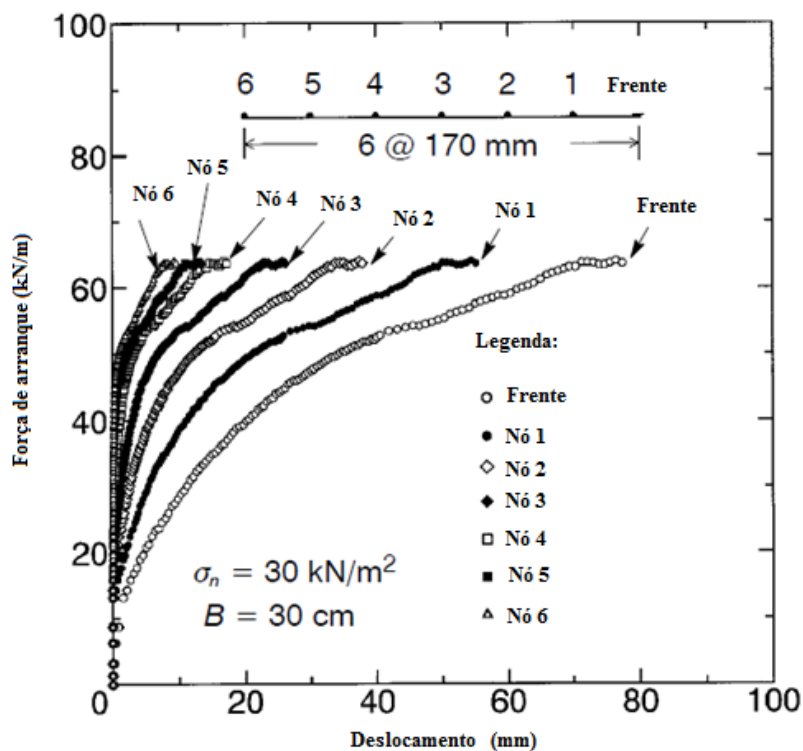


Fig. 3.2 - Curvas força de arranque-deslocamento obtidas para os diferentes nós (adaptado de Alfaro et al. 1995)

Como se pode constatar pela Fig. 3.2, os deslocamentos internos obtidos foram superiores na zona onde a força de arranque foi aplicada.



No Quadro 3.1 apresentam-se os resultados obtidos para diferentes larguras (B) de geogrelha e para diferentes tensões normais aplicadas.

Quadro 3.1 - Resultados dos ensaios de arranque realizados (Rotura = rotura do provete por tração) (adaptado de Alfaro et al. 1995)

Largura de geogrelha (cm)	Tensão normal aplicada (kN/m <sup>2</sup> )	Força de arranque máxima/unidade de largura (kN/m)	Comprimento mobilizado (m)	Força de arranque máxima (kN)	Notas
58,8	20	34,50	1,17	20,28	
	30	49,90	1,17	29,34	
	40	57,50	1,17	33,81	
	50	60,50	1,17	35,57	
45,7	20	41,60	1,17	19,01	
	30	52,00	1,17	23,76	
	40	58,70	1,17	26,82	
	50	61,00	0,65	27,88	Rotura
32,2	20	50,20	1,17	16,16	
	30	59,10	1,17	19,03	
	40	59,50	0,81	19,16	Rotura
	50	61,13	0,65	19,68	Rotura
20,8	20	58,29	1,17	12,12	
	30	62,50	1,08	13,00	Rotura
	40	59,00	0,81	12,27	Rotura
	50	61,00	0,65	12,70	Rotura
15,5	20	61,20	1,17	9,49	
	30	62,40	1,08	9,67	Rotura
	40	58,20	0,81	9,02	Rotura
	50	60,50	0,65	9,38	Rotura
11,5	20	65,70	1,17	7,55	Rotura
	30	65,50	1,08	7,53	Rotura
	40	58,50	0,81	6,73	Rotura
	50	60,10	0,65	6,91	Rotura

### 3.2.4. CONCLUSÕES

Após análise dos resultados obtidos os autores concluíram que há uma maior resistência das geogrelhas ao arranque quando se utiliza um reforço com maior espessura. Este aumento de resistência proporciona não só vantagens técnicas mas também vantagens económicas, particularmente quando os geossintéticos não são colocados continuamente ao longo da largura da estrutura.

Tensões normais superiores provocam um aumento da resistência para larguras de geogrelhas superiores e diminuição de resistência para larguras de geogrelhas inferiores.

## 3.3. ESTUDOS DE SOBHI E WU (1996)

### 3.3.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Os estudos elaborados por Sobhi e Wu (1996) tiveram como objetivo estudar um modelo analítico que auxiliasse a interpretação dos resultados obtidos em ensaios de arranque e que permitisse fazer uma previsão dos resultados dos ensaios.

### 3.3.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Para comprovar o modelo analítico elaborado pelos autores foram utilizados resultados de ensaios de Tzong e Cheng-Kuang (1987). Nestes ensaios foi utilizada uma areia típica da cidade de Ottawa no Canada, com uma densidade relativa de 70% e um peso específico de  $16,8 \text{ kN/m}^3$ .

O geossintético utilizado foi um geotêxtil não tecido (Quadro 3.2).

Quadro 3.2 - Características do geotêxtil não tecido (adaptado de Sobhi e Wu 1996)

Massa por unidade de área ( $\text{g/m}^2$ )	Espessura (mm) (ASTM D 1777)	Resistência à tração ( $\text{kN/m}$ ) (ASTM D 1682)		Deformação na rotura (%) (ASTMD D 1682)	
		MD	XMD	MD	XMD
272	3,18	1,16	1	85	95

O ensaio foi realizado utilizando uma caixa de arranque com 1,450m de comprimento, 1,220m de largura e 0,610m de altura. Foi aplicada uma tensão normal de  $30 \text{ kN/m}^2$  e o ensaio foi realizado com um aumento progressivo da força de arranque com incrementos de  $0,48 \text{ kN/m}$  até se dar a rotura do provete.

### 3.3.3. RESULTADOS

Na Fig. 3.3 são apresentadas as curvas de deslocamentos acumulados em função da força de arranque registadas em diferentes posições ao longo do comprimento do geossintético.

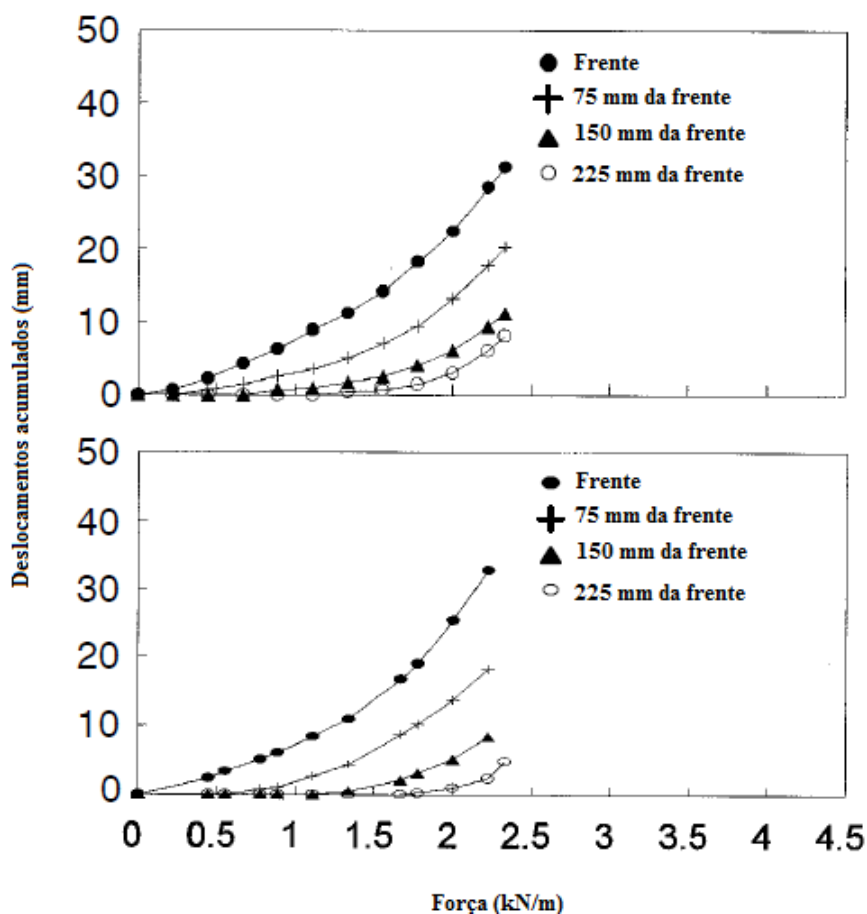


Fig. 3.3 - Curva deslocamentos-força de arranque. Parte superior - ensaio. Parte inferior - modelo teórico (adaptado de Sobhi e Wu 1996)

#### 3.3.4. CONCLUSÕES

Com o modelo analítico utilizado, comprovado com os ensaios de Tzong and Cheng-Kuang (1987), foi possível prever o comprimento ativo para uma determinada força aplicada, a força de tração aplicada necessária para provocar a ruptura de um geotêxtil com determinado comprimento, determinar o coeficiente de interação e ainda prever o deslocamento em qualquer ponto de um provete ensaiado. Assim, as formulações utilizadas pelo modelo analítico estudado permitiram fazer boas previsões dos resultados esperados para os ensaios de arranque e a obtenção de um método unificado e consistente para interpretação de resultados de ensaios de arranque.

### 3.4. ESTUDOS DE OCHAI ET AL. (1996)

#### 3.4.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Para estudar a resistência ao arranque de geogrelhas em solos reforçados Ochai et al. (1996) realizaram dois tipos de ensaios de arranque: de campo e em laboratório. Os autores realizaram estes dois tipos de ensaios com o objetivo de comparar resultados e assim concluir acerca da eficácia dos ensaios de laboratório.

### 3.4.2. ENSAIO DE CAMPO

#### 3.4.2.1. Materiais e procedimento

No ensaio de campo foi utilizada uma areia seca com algum granito alterado e várias geogrelhas (uniaxiais e biaxiais) com diferentes comprimentos (Fig. 3.4).

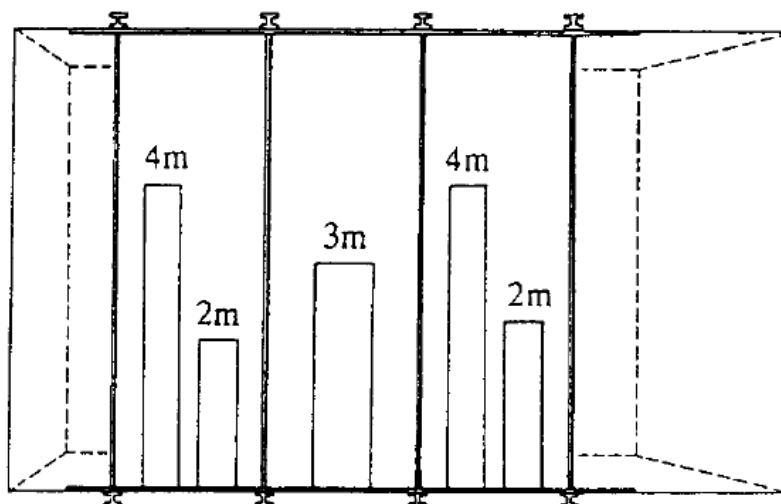


Fig. 3.4 - Distribuição das geogrelhas ensaiadas em planta (uniaxiais com 2m e 4m de comprimento; biaxial com 3m de comprimento) (adaptado de Ochiai et al. 1996)

Foi construído um aterro experimental (Fig. 3.5) com 5m de altura, utilizando-se estacas prancha e perfis “H” para a construção do aterro.

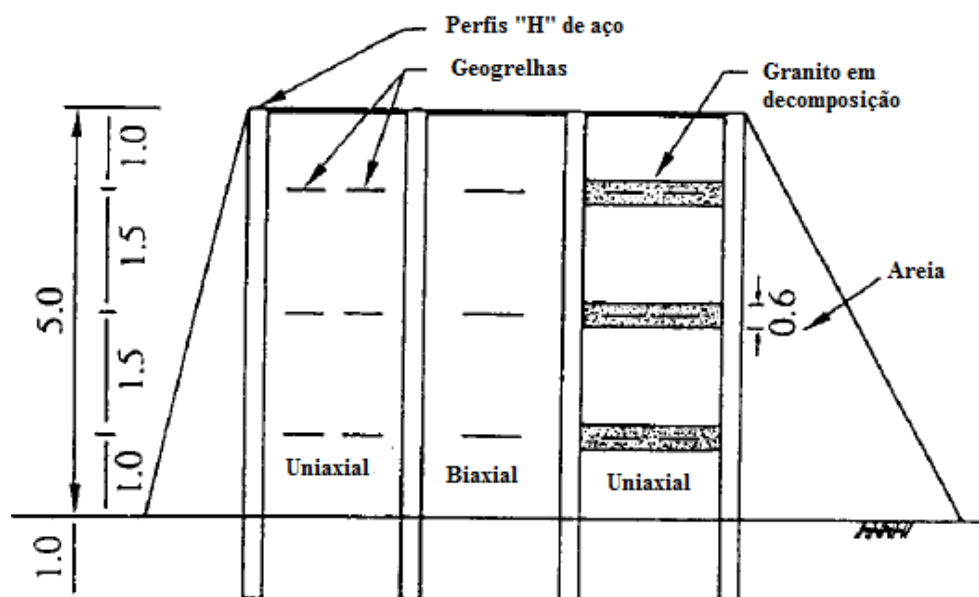


Fig. 3.5 - Esquema do aterro experimental em corte (Unidades em metros) (adaptado de Ochiai et al. 1996)

Após a construção do aterro foi aplicada uma força de arranque às geogrelhas através de um macaco de pressão, a uma velocidade de 1 milímetro por minuto. A tensão normal aplicada foi de  $17 \text{ kN/m}^2$ , correspondente ao solo colocado sobre as geogrelhas.

### 3.4.2.2. Resultados

Ao longo do ensaio foram feitas leituras em vários pontos da geogrelha (Fig. 3.6), obtendo-se os resultados apresentados na Fig. 3.7.

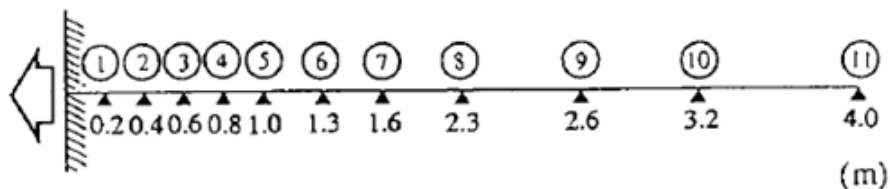


Fig. 3.6 - Locais de medição de deslocamentos ao longo da realização do ensaio (adaptado de Ochiai et al. 1996)

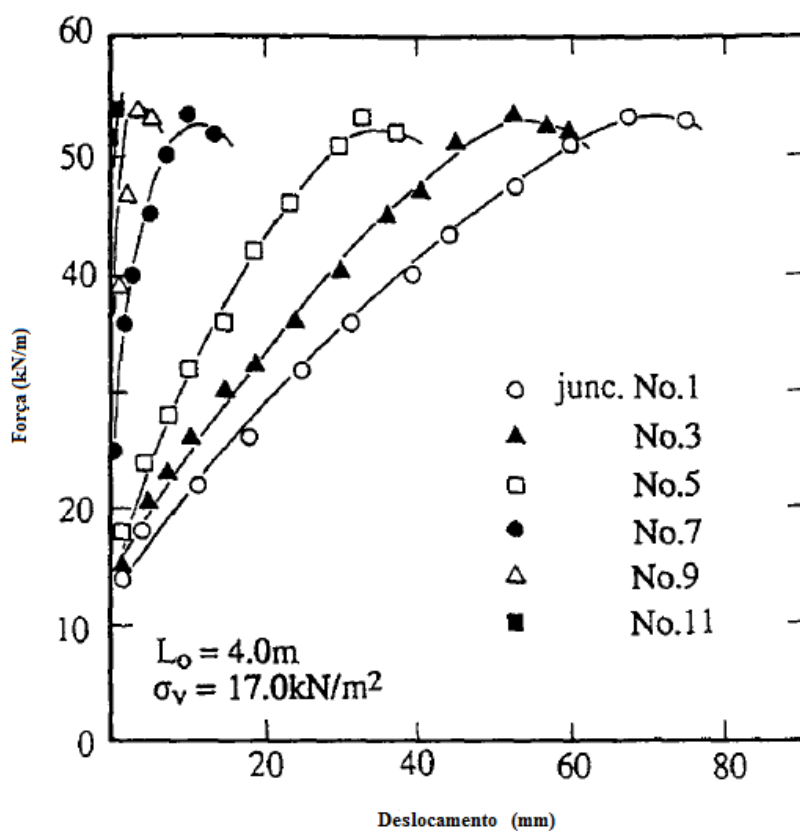


Fig. 3.7 - Curvas força de arranque-deslocamento obtida para diferentes pontos de leitura de deslocamentos e para uma tensão normal de  $17 kN/m^2$  e um comprimento de geogrelha de 4 metros (adaptado de Ochiai et al. 1996)

### 3.4.3. ENSAIO DE LABORATÓRIO

#### 3.4.3.1. Materiais e procedimento

No ensaio de laboratório foi utilizada uma areia Toyoura seca, com as propriedades apresentadas no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 - Propriedades da areia Toyoura (adaptado de Ochiai et al. 1996)

Densidade das partículas sólidas	$G_s$	2,64
Densidade relativa	$D_r$ (%)	80
Índice de vazios máximo	$e_{max}$	0,971
Índice de vazios mínimo	$e_{min}$	0,601
Coeficiente de uniformidade	$C_u$	1,7

Foi utilizada uma geogrelha uniaxial, tendo sido realizadas leituras de deslocamentos nos pontos representados esquematicamente na Fig. 3.8.

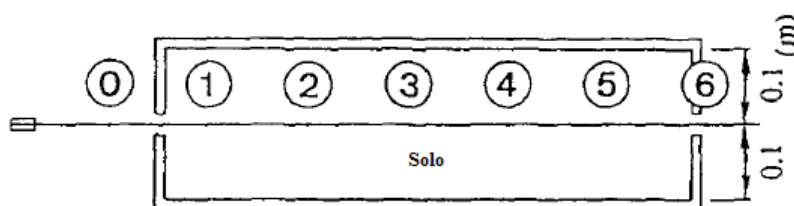


Fig. 3.8 - Locais de leitura de deslocamentos ao longo do ensaio (adaptado de Ochiai et al. 1996)

Os ensaios de laboratório foram realizados numa caixa de arranque com 0,600m de comprimento, 0,400m de largura e 0,400 de altura. A força de arranque foi aplicada por um macaco de parafuso a uma velocidade de 1 milímetro por minuto. A tensão normal foi aplicada utilizando um sistema de *air bag*.

#### 3.4.3.2. Resultados

Nos gráficos da Fig. 3.9 apresentam-se as curvas força de arranque-deslocamentos no nó 1, obtidos para diferentes tensões normais aplicadas.

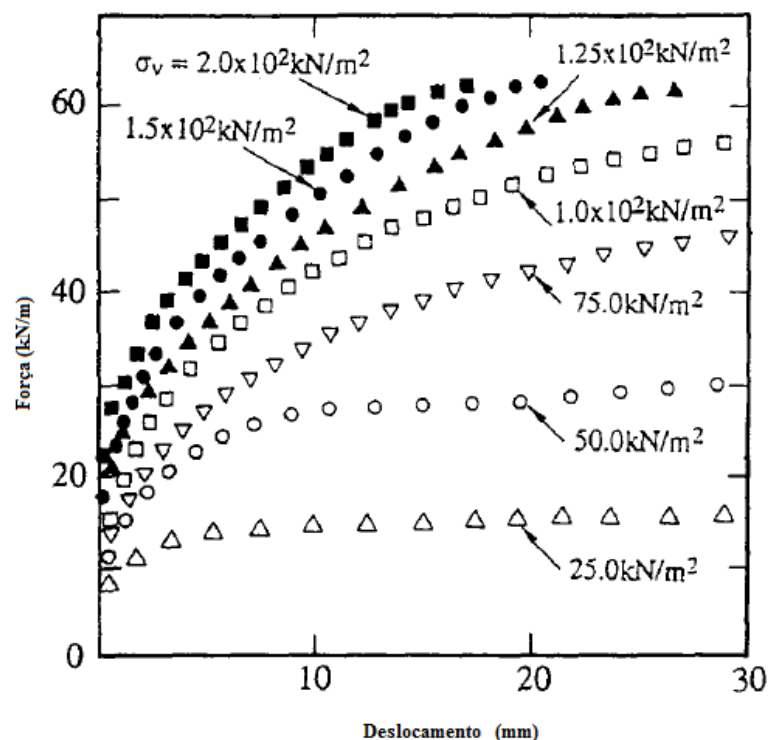


Fig. 3.9 - Curva força de arranque-deslocamento no nó 1, para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Ochiai et al. 1996)

#### 3.4.4. CONCLUSÕES

Comparando todos os resultados obtidos nos ensaios de campo com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório os autores concluíram que a resistência ao arranque é semelhante nos dois casos, podendo assim concluir-se que os ensaios em laboratório podem ser utilizados não só para o estudo do mecanismo de interação solo-geossintético mas também para o estudo de parâmetros de projeto.

A pressão vertical aplicada à amostra e o comprimento de provete de geogrelha tem influência no facto de o geossintético ser arrancado ou ocorrer a destruição da geogrelha.

### 3.5. ESTUDOS DE LOPES E LADEIRA (1996)

#### 3.5.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Os ensaios de arranque realizados por Lopes e Ladeira (1996) tiveram como objetivo o estudo da influência de algumas variáveis nos ensaios de arranque, os autores estudaram a influência da geometria do provete de geossintético, da altura de solo e do comprimento da manga na zona de fixação do provete.

#### 3.5.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Nos ensaios foi utilizada uma areia com a curva granulométrica apresentada na Fig. 3.10 e com  $D_{10} = 0,35$  mm. O peso específico máximo e mínimo da areia era de  $18,9 \text{ kN/m}^3$  e  $16,1 \text{ kN/m}^3$ , respetivamente. O ângulo de atrito da areia era de aproximadamente  $35^\circ$ .

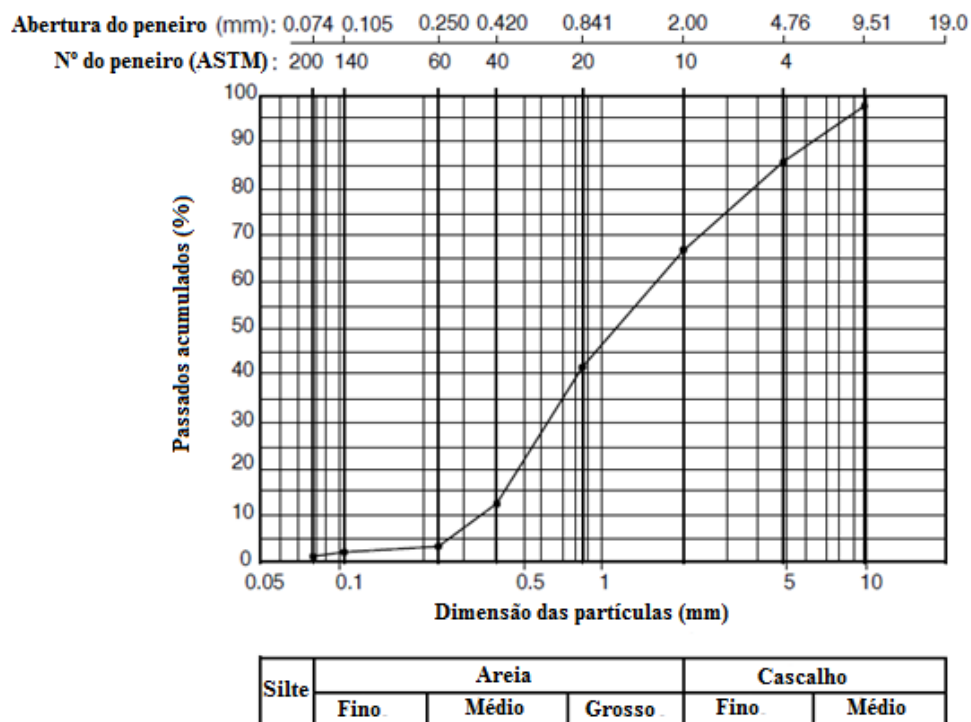


Fig. 3.10 - Curva granulométrica da areia utilizada por Lopes e Ladeira (1996)

O geossintético utilizado foi uma geogrelha uniaxial de polietileno de alta densidade com uma resistência à tração de 55 kN/m e com as características apresentadas na Fig. 3.11.

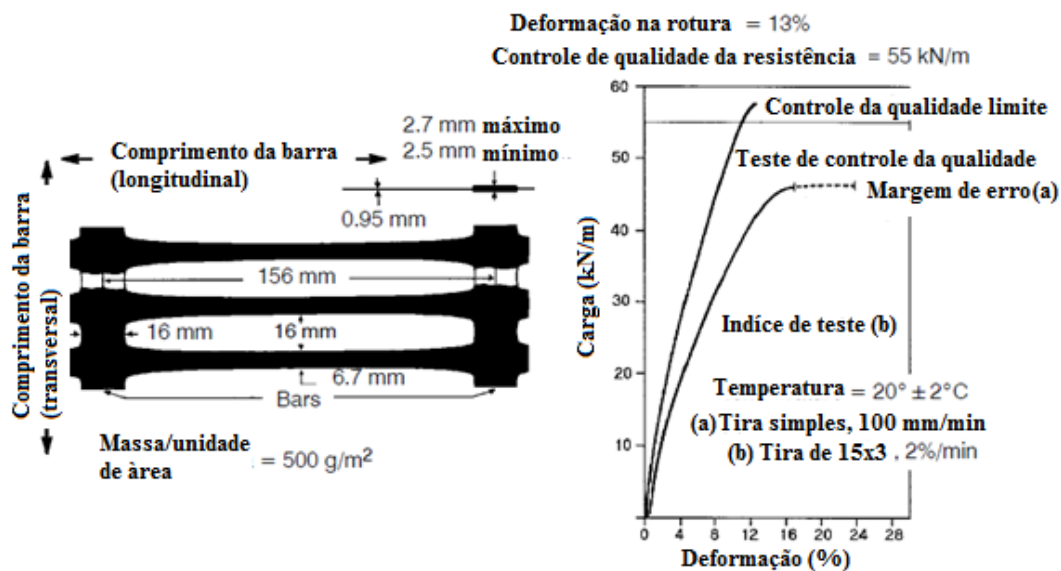


Fig. 3.11 - Características da geogrelha uniaxial (adaptado de Lopes e Ladeira 1996)



Os ensaios foram realizados numa caixa de arranque com 1,530m de comprimentos 1,000m de largura e 0,800m de altura. A força de arranque foi aplicada utilizando um sistema hidráulico e um sistema de fixação, tendo a carga sido aplicada a uma velocidade de 2 milímetros por minuto. A tensão normal foi aplicada utilizando cilindros de pressão tendo sido aplicado um valor de 46,7 kPa.

### 3.5.3. RESULTADOS

No Quadro 3.4 e Quadro 3.5 apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos, comparando-se comprimentos de geogrelha utilizados.

Quadro 3.4 - Força de arranque e fator de aderência obtidos para diferentes comprimentos de geogrelha e para um solo com peso específico de 18,5 kN/m<sup>3</sup> e densidade relativa de 86% (adaptado de Lopes e Ladeira 1996)

Comprimento da geogrelha (m)	Força de arranque máxima (kN/m)	Fator de aderência (areia-geogrelha)
0,34	50,2	>0,853
0,65	48,9	>0,837
0,96	47,1	>0,793

Quadro 3.5 - Força de arranque e fator de aderência obtidos para diferentes comprimentos de geogrelha e para um solo com peso específico de 17,5 kN/m<sup>3</sup> e densidade relativa de 50% (adaptado de Lopes e Ladeira 1996)

Comprimento da geogrelha (m)	Força de arranque máxima (kN/m)	Fator de aderência (areia-geogrelha)
0,8	17,3	0,353
0,96	32,2	0,564
1,12	35,6	0,532

### 3.5.4. CONCLUSÕES

Após análise de todos os resultados, Lopes e Ladeira (1996) concluíram que a influência do comprimento da geogrelha nos ensaios de arranque é dependente da densidade da areia utilizada. Para uma areia muito densa a resistência ao arranque diminui com o aumento do comprimento da geogrelha. Já para uma areia solta a resistência ao arranque aumenta com o comprimento da geogrelha.

A largura da amostra de geogrelha utilizada parece ter pouca influência na força de arranque, contudo há uma ligeira tendência para a resistência aumentar com a diminuição da largura da amostra.

A altura de solo colocado acima da geogrelha é insignificante para os resultados obtidos no ensaio.

A colocação de uma manga de aço de 20 centímetros de comprimento na parede frontal da caixa de ensaio reduz a influência da parede frontal nos resultados do ensaio de arranque.

### 3.6. ESTUDOS DE ALOBAIDI ET AL. (1997)

#### 3.6.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

O estudo de Alobaidi et al. (1997) teve como objetivo o desenvolvimento de um método para prever o comportamento da interface solo-geossintético em ensaios de arranque, sendo feita uma previsão do valor dos parâmetros de atrito nesta interface.

#### 3.6.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Para a realização dos ensaios de arranque foi utilizada uma areia de Leighton Buzzard, cidade do Reino Unido, tendo sido ensaiada seca. A Fig. 3.12 ilustra a curva granulométrica da areia.

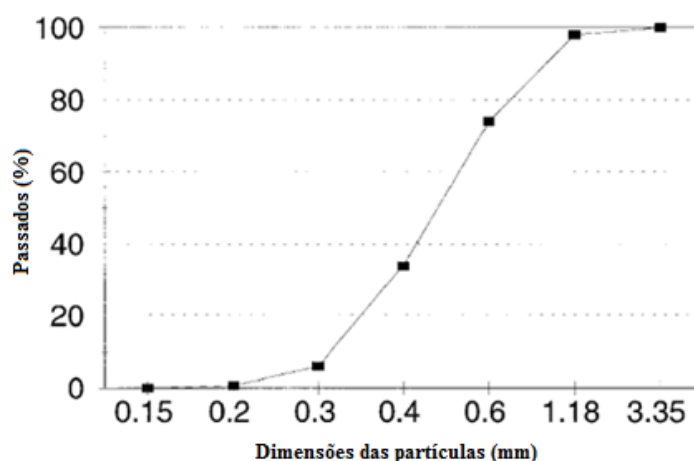


Fig. 3.12 - Curva granulométrica da areia de Leighton Buzzard (adaptado de Alobaidi et al. 1997)

Neste estudo foram utilizados dois tipos de geotêxteis não tecidos com estruturas diferentes designados como geotêxtil A e B (Quadro 3.6).

Quadro 3.6 - Características dos geotêxteis (adaptado de Alobaidi et al. 1997)

Propriedade	Geotêxtil A	Geotêxtil B
Polímero	Poliéster	Polipropileno
Estrutura	Filamentos tecidos	Fitas extrudidas tecidas
Resistência à tração (kN/m)	47	17,3
Deformação para a força máxima (%)	19	28,5
Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )	225	120
Espessura (mm)	Não aplicável	0,3

A força de arranque foi aplicada a uma velocidade de 1 milímetro por minuto por um sistema hidráulico, tendo sido realizados ensaios numa caixa de arranque com 0,570m de comprimento, 0,370m de largura e 0,500m de altura. A tensão normal foi aplicada utilizando um sistema de *air bag* tendo sido realizados ensaios para valores de tensão normal de 20, 50, 100, e 200 kPa.

### 3.6.3. RESULTADOS

Nas Fig. 3.13 e Fig. 3.14 apresentam-se os gráficos dos resultados obtidos nos ensaios para os dois geotêxteis.

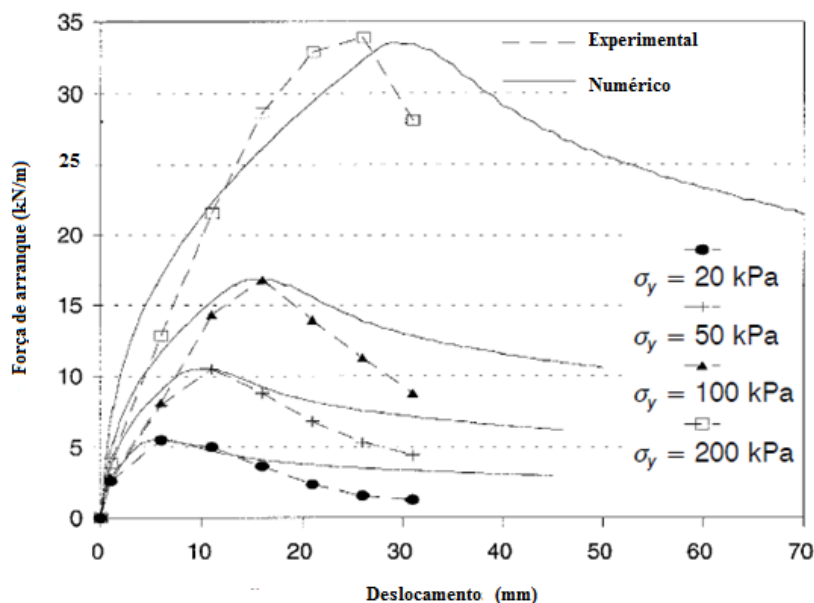


Fig. 3.13 - Gráfico de força de arranque-deslocamento obtido nos ensaios para o geotêxtil A para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Alobaidi et al. 1997)

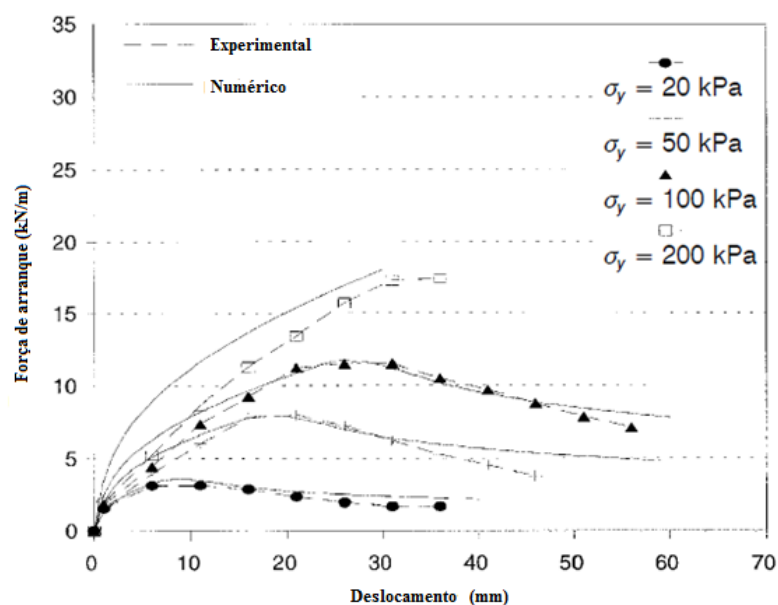


Fig. 3.14 - Gráfico de força de arranque-deslocamento obtido nos ensaios para o geotêxtil B para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Alobaidi et al. 1997)

### 3.6.4. CONCLUSÕES

Após a realização dos ensaios Alobaidi et al. (1997) concluíram que a força máxima de arranque é obtida após a extremidade livre do geossintético sofrer um pequeno deslocamento, a menos que o

geossintético sofra rotura por tração. Os autores concluíram ainda que a tensão tangencial máxima quando se atinge a força máxima de arranque é obtida perto da extremidade livre, enquanto na extremidade em que se aplica a força de arranque apenas se obteve uma tensão residual.

### 3.7. ESTUDOS DE BERNAL ET AL. (1997)

#### 3.7.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

O estudo de Bernal et al. (1997) teve como principal objetivo estudar a interação entre geossintéticos e um material composto por pedaços de pneus, através da realização de ensaios de arranque. Foi também estudada a utilização de pedaços de pneus misturados com areia como material de enchimento.

Este estudo pretende obter valores não só da força de arranque final para este tipo de “mistura” mas também obter valores para o coeficiente de interação.

#### 3.7.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Foram utilizados nos ensaios dois materiais de aterro, um apenas com pedaços de pneus triturados e um segundo com 60% de pedaços de pneus e 40% de areia. A areia foi compactada com um teor em água de 4%, apresentando um ângulo de atrito de  $31^\circ$ , um coeficiente de uniformidade de 2,75 e um coeficiente de curvatura de 1,1. Na Fig. 3.15 apresenta-se a curva granulométrica dos dois materiais utilizados como material de aterro (areia e pedaços de pneus).

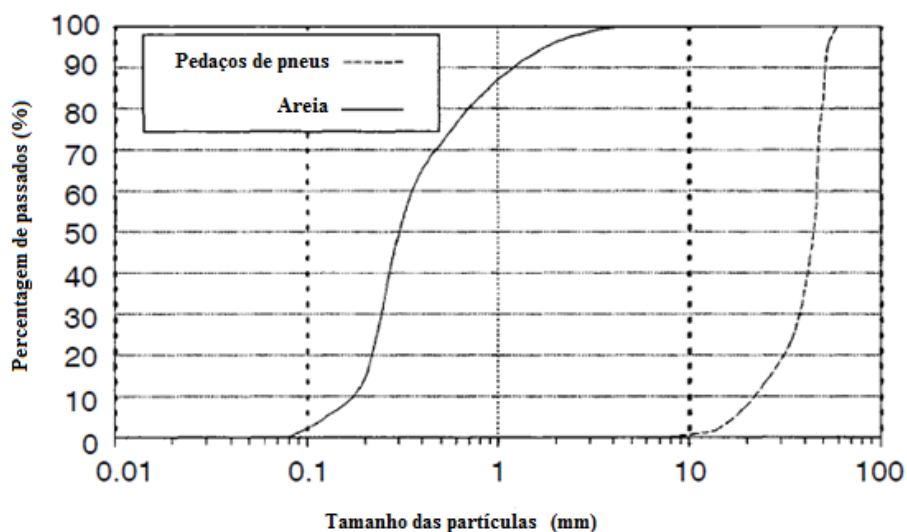


Fig. 3.15 - Curva granulométrica da areia e dos pedaços de pneus (adaptado de Bernal et al. 1997)

Neste estudo foram utilizados quatro geossintéticos: três geogrelhas biaxiais e um geotêxtil tecido, cujas características são apresentadas no Quadro 3.7.

Quadro 3.7 - Características dos geossintéticos (adaptado de Bernal et al. 1997)

Propriedade	Geossintético			
	Geogrelha A	Geogrelha B	Geogrelha C	Geotêxtil
Processo de fabrico e polímero utilizado	Fibras PET revestidas com PVC			Tecido PET
Dimensão das aberturas (mm <sup>2</sup> )	20x20	50x50	100x100	Não aplicável
Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )	305	340	330	440
Percentagem de área aberta (%)	70	90	95	4
Espessura (mm)	1,7	1,8	1,8	2
Resistência à tração na direção longitudinal (kN/m)	55	35	35	200
Resistência à tração na direção transversal (kN/m)	30	35	35	45
Deformação na rotura na direção longitudinal (%)	12	11	11	9
Deformação na rotura na direção transversal (%)	12	11	11	20

Para a realização de todos os ensaios foi utilizada uma caixa de arranque com 1,2m de comprimento, 0,9m de largura e 0,5m de altura. A força de arranque foi aplicada utilizando um sistema hidráulico, que aplicou a força a uma velocidade constante de 1 milímetro por minuto. Foi ainda aplicada uma tensão normal no topo da amostra (7, 35 e 63 kPa) utilizando um sistema de *air bag*.

### 3.7.3. RESULTADOS

O coeficiente de interação foi definido pela equação seguinte:

$$Ci = \frac{F_p}{2LW(\sigma_n \tan \phi + c)} \quad (3.1)$$

sendo  $F_p$  a força de arranque,  $L$  o comprimento do geossintético ensaiado,  $W$  a largura do geossintético ( $W$ ),  $\sigma_n$  a tensão normal aplicada,  $\phi$  o ângulo de atrito e  $c$  a coesão do material ensaiado.

Após realização de todos os ensaios, os valores do coeficiente de interação obtidos foram os apresentados no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 - Valores do coeficiente de interação obtidos por Bernal et al, (1997) para os dois tipos de solos (adaptado de Bernal et al. 1997)

Material de aterro	Coeficiente de interação, $C_i$			
	Geotêxtil	Geogrelha A	Geogrelha B	Geogrelha C
Pedaços de pneus	0,18 - 0,53	0,22 - 0,37	0,34 - 0,49	0,25 - 0,33
Pneus + Areia	0,28 - 0,56	0,34 - 0,53	0,25 - 0,36	0,25 - 0,36

#### 3.7.4. CONCLUSÕES

Os estudos realizados por Bernal et al (1997), permitiram concluir que a reutilização de pneus em pedaços triturados é hoje em dia uma boa solução a dar aos pneus em fim de vida, podendo ser utilizados em aterros isoladamente ou com areia.

Os ensaios realizados para o estudo da interação geossintético/material de aterro (pneus ou areia + pneus) permitiram concluir que os coeficientes de interação obtidos utilizando areia com pedaços de pneus são mais baixos do que os coeficientes observados em ensaios realizados apenas com areia, sendo esta comparação feita utilizando resultados de ensaios realizados anteriormente apenas com areia.

Os autores alertam para o facto de que devido às limitações dos dados utilizados nestes ensaios é necessário um cuidado especial na utilização destes coeficientes de interação, pois os valores obtidos são baseados numa quantidade muito limitada de ensaios.

Tendo em conta as características dos pneus, baixo peso volúmico, boa resistência e elevada compressibilidade, o seu uso terá em muitos casos vantagens como redução das cargas aplicadas aos solos adjacentes ou facilidade de construção, entre outras. No entanto terão de ser realizados estudos mais aprofundados fazendo-se demonstrações ou ensaios à escala real para que se verifiquem os resultados obtidos nestes ensaios.

### 3.8. ESTUDOS DE BAKEER ET AL. (1998a)

#### 3.8.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Devido aos ensaios de arranque realizados em laboratório poderem não reproduzir de forma adequada o que acontece em carregamentos à escala real, Bakeer et al. (1998a) realizaram ensaios de arranque à escala real. Os resultados obtidos foram posteriormente comparados com um estudo realizado utilizando o método dos elementos finitos.

#### 3.8.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

No ensaio à escala real foi utilizada uma areia e uma argila altamente plástica, com teor em água de 27% e com alguns vestígios de lodo. Foram utilizadas duas combinações diferentes destes dois tipos de solo. Na primeira foi colocada argila na parte superior e inferior do aterro, enquanto na segunda foi colocada argila na parte inferior e areia na parte superior.

O geossintético utilizado foi um geotêxtil não tecido de poliéster de alta resistência, com uma resistência à tração de 508 kN/m e uma espessura de 3 milímetros.

O ensaio foi realizado num aterro com dimensões em planta de 7,32m de comprimento e 2,1m de largura e foram realizados ensaios para três alturas de aterro diferentes.

A força de arranque foi aplicada ao geossintético com o apoio de um Bulldozer e a carga foi aplicada através de incrementos sucessivos. Foram realizadas leituras de deslocamentos internos em vários pontos do geossintético (Fig. 3.16).

### 3.8.3. RESULTADOS

O ensaio realizado com parte superior e inferior com argila encontra-se esquematizado na Fig. 3.16.e Os resultados obtidos neste ensaio para diferentes alturas de aterro são apresentados nas Fig. 3.17, Fig. 3.18 e Fig. 3.19.

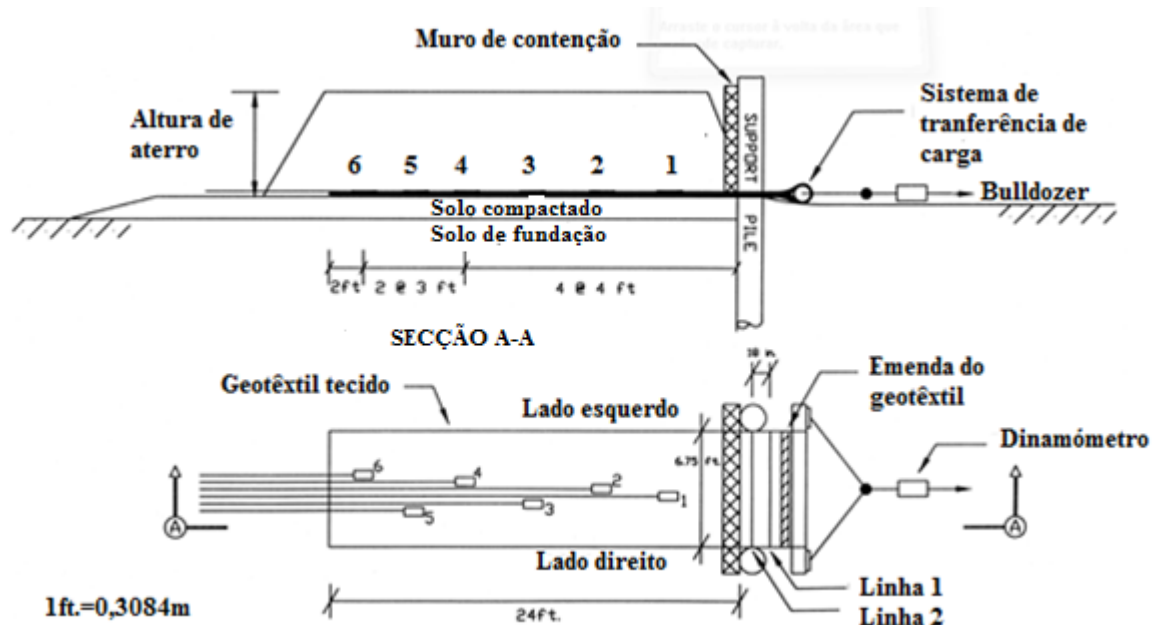


Fig. 3.16 - Esquema do ensaio e locais de leituras de deslocamentos internos (adaptado de Bakeer et al. 1998a)

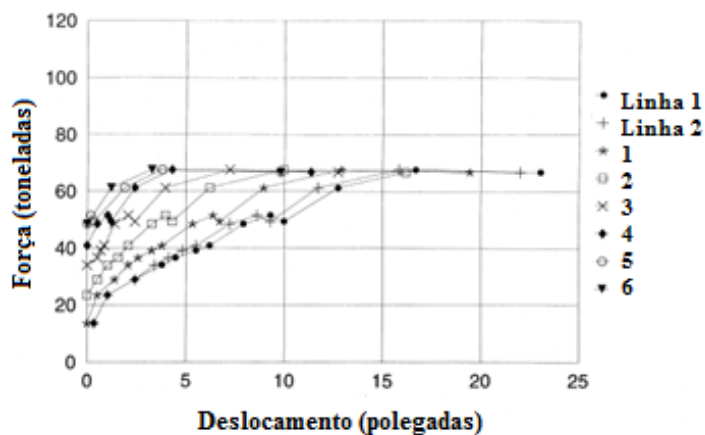


Fig. 3.17 - Curva força de arranque-deslocamento para uma altura de aterro de 0,91 metros (adaptado de Bakeer et al. 1998a)

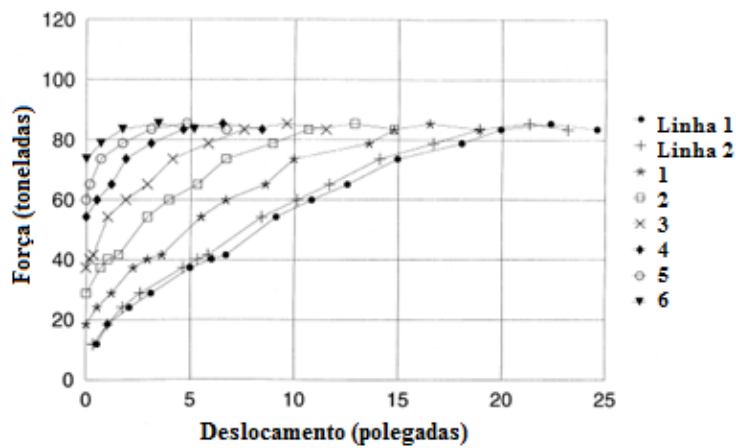


Fig. 3.18 - Curva força de arranque-deslocamento para uma altura de aterro de 1,37 metros (adaptado de Bakeer et al. 1998a)

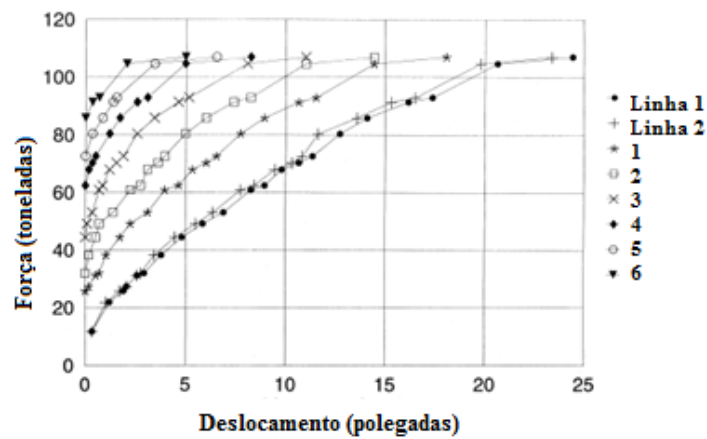


Fig. 3.19 - Curva força de arranque-deslocamento para uma altura de aterro de 1,83 metros (adaptado de Bakeer et al. 1998a)

No ensaio realizado com parte superior com areia e inferior com argila foram obtidos os resultados apresentados na Fig. 3.20.



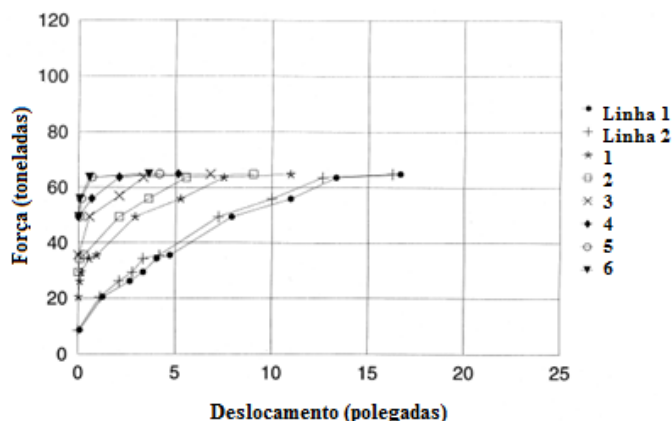


Fig. 3.20 - Curva força de arranque-deslocamento para uma altura de aterro de 1,37 metros (adaptado de Bakeer et al. 1998a)

#### 3.8.4. CONCLUSÕES

Comparando os valores obtidos no caso em que se utilizou argila na parte superior, com os obtidos no ensaio com areia na parte superior, constata-se que o valor dos deslocamentos são semelhantes, no entanto a força de arranque no ensaio com areia é bastante inferior.

Com a aplicação da força de arranque ao geossintético ao longo do tempo, os deslocamentos foram aumentando, sendo superiores na zona onde a força foi aplicada.

A resistência por atrito do geotêxtil obtida no ensaio com areia foi inferior à obtida no ensaio só com argila, para ensaios realizados com a mesma tensão normal.

Este estudo contemplou ainda o desenvolvimento de um método de elementos finitos que comprovou a elevada dificuldade que há para estudar de forma analítica estes problemas sujeitos a elevadas deformações.

### 3.9. ESTUDOS DE BAKEER ET AL. (1998b)

#### 3.9.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Os agregados leves têm vindo a ser muito utilizados como material de aterro, devido ao seu reduzido peso volúmico. Assim, é importante o estudo da interação destes materiais com os geossintéticos utilizados como reforço. Bakeer et al. (1998b) realizaram ensaios de arranque para estudar o comportamento da interface agregado leve/geossintético.

#### 3.9.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

No estudo de Bakeer et al. (1998b) foram realizados ensaios com agregados leves com um peso específico a variar entre os 9,12 e os 9,59 kN/m<sup>3</sup> e com um teor em água de 7,2%. No Quadro 3.9 é apresentada a distribuição das suas partículas pelos diferentes peneiros.

Quadro 3.9 – Distribuição das partículas pelos diferentes peneiros (in = polegada) (adaptado de Bakeer et al. 1998b)

Peneiro	Abertura (mm)	Percentagem máxima de passados (%)	Percentagem mínima de passados (%)	Percentagem média de passados (%)
3/4 in	19	100	100	100
1/2 in	12,5	98,03	92,24	95,14
3/8 in	9,5	88,11	71,07	79,59
#3	6,3	58,27	31,99	45,13
#4	4,75	31,93	13,8	22,87
#10	2	9,3	2,42	5,86
#20	0,85	7	2,02	4,51
#40	0,425	5,97	1,96	3,97

O geossintético utilizado foi uma geogrelha uniaxial, tendo sido ensaiada numa caixa de arranque com 0,610m de comprimento, 0,610m de largura e 0,305m de altura. O carregamento foi realizado com o auxílio de um motor elétrico a uma velocidade de 2,9 milímetros por minuto. A tensão normal foi aplicada por uma carga rígida, tendo um valor de 20,4 kN/m<sup>3</sup>.

### 3.9.3. RESULTADOS

No Quadro 3.10 apresenta-se um resumo com os resultados obtidos nos ensaios.

Quadro 3.10 - Resultados obtidos nos ensaios de arranque (adaptado de Bakeer et al. 1998b)

Altura de solo (m)	Tensão normal (kN/m <sup>2</sup> )	Força máxima (kN)	Deformação na rotura (%)
1,53	34	18,2	8,8
3,05	67	28,9	11
6,10	141	43,8	13,8

### 3.9.4. CONCLUSÕES

O ângulo de atrito interno médio obtido para o material ensaiado foi de 52°. A interface geogrelha-agregado leve tem um ângulo de atrito de aproximadamente 48°. O coeficiente de interação da geogrelha foi de 0,56, 0,45 e 0,33 para tensões aplicadas correspondentes a uma altura de aterro de 1,53, 3,05 e 6,10 metros, respetivamente.

Os autores verificaram que alguns agregados foram esmagados durante os ensaios de arranque devido à força de arranque aplicada. Estes esmagamentos ocorreram na zona mais próxima do local onde a carga foi aplicada. Ocorreram ainda outros esmagamentos devido às tensões normais aplicadas à amostra de agregado leve serem muito elevadas.

### 3.10. ESTUDOS DE LO (1998)

#### 3.10.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Os ensaios de arranque realizados por Lo (1998) permitiram estudar a utilização de tiras de poliéster como material de reforço.

#### 3.10.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Nos ensaios realizados foram utilizados três tipos de solos distintos, um cascalho com areia com um teor em água de 5,5% designado por solo PR, uma areia com cascalho (SW) com um teor em água de 9,8% e por fim uma areia (M) com 5% de teor em água. Os três solos foram ensaiados com uma densidade relativa de 95%. Na Fig. 3.21 apresentam-se as curvas granulométricas dos três solos ensaiados (as diferenças apresentadas entre os solos originais e os solos ensaiados resultam do processo de compactação a que estes foram sujeitos nos ensaios) e algumas das suas características são apresentadas no Quadro 3.11.

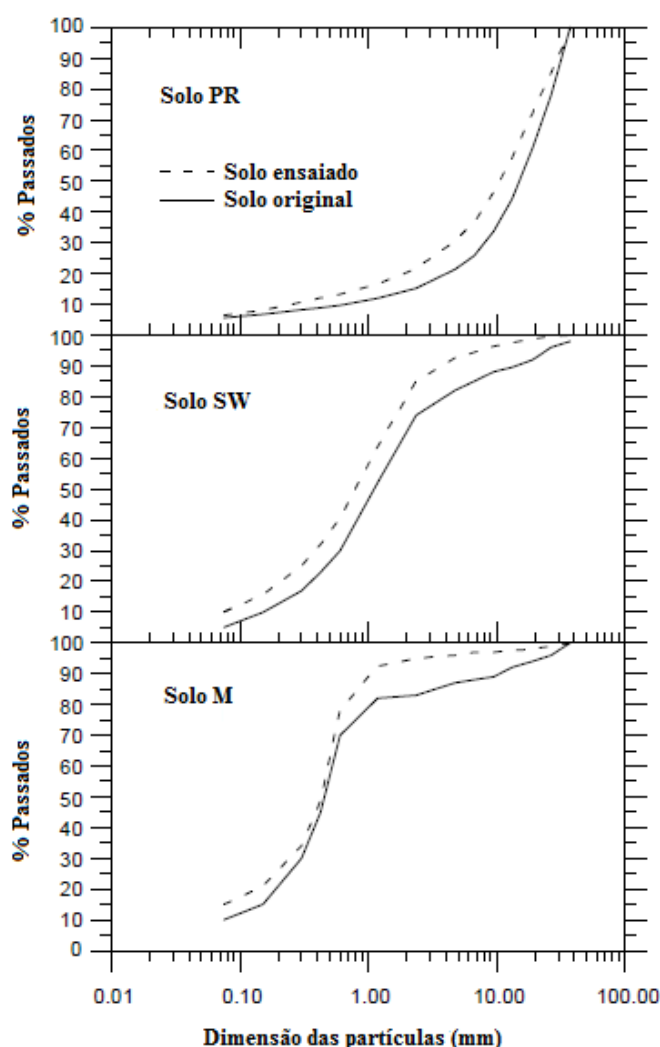


Fig. 3.21 - Curvas granulométricas dos três solos ensaiados (adaptado de Lo 1998)

Quadro 3.11 - Propriedades dos três solos ensaiados por Lo (1998) (adaptado de Lo 1998)

Propriedade	Solo		
	PR	SW	M
$\rho_{d-max}$ (kg/m <sup>3</sup> )	1930	1880	1950
$w_{opt}$ (%)	15,5	15	11,5
$\varphi$ (°)	40	40	39
$\varphi_{res}$ (°)	38	30	33

Como referido anteriormente, utilizaram-se tiras de poliéster (Fig. 3.22) nos ensaios de arranque.

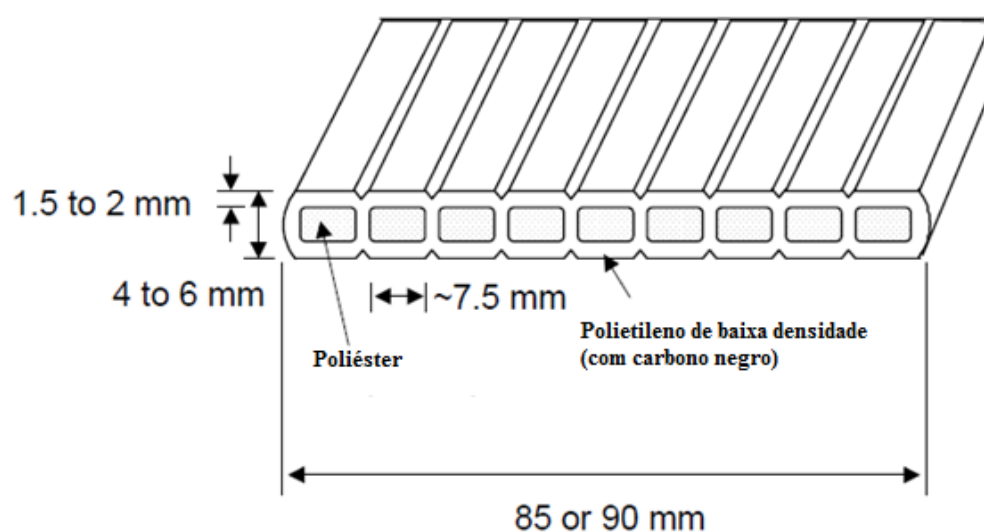


Fig. 3.22 - Estrutura das tiras de poliéster (adaptado de Lo 1998)

As tiras de poliéster foram ensaiadas numa caixa de arranque com uma largura e um comprimento de 1,000m e uma altura de 0,400m. A força de arranque foi aplicada por um macaco do tipo *Instron*, sendo a força aplicada a uma velocidade de 1 milímetro por minuto. Foram realizados ensaios para uma tensão normal que variou para diversos ensaios entre os 15kPa e os 100 kPa, aplicada através de um sistema de água sob pressão e uma membrana de borracha flexível.

### 3.10.3. RESULTADOS

No Quadro 3.12 apresentam-se os diferentes ensaios realizados e nas Fig. 3.23, Fig. 3.24 e Fig. 3.25 as respetivas curvas força de arranque-deslocamentos.

Quadro 3.12 – Ensaios realizados por Lo (1998) (adaptado de Lo 1998)

Designação	Largura da geogrelha	Tensão normal aplicada (kPa)
Solo PR		
PR-3	20	95
PR-4	20	53
PR-5	20	93
PR-7	30	65
PR-8a	20	26
PR-9	30	30
Solo SW		
SW-1	30	50
SW-2	30	25
SW-3	30	15
SW-4	20	80
SW-5	20	35
SW-6	20	100
Solo M		
M-1	30	30
M-2	30	15
M-3	30	20
M-4	30	50
M-5	30	40
M-6	50	100
M-7	30	80

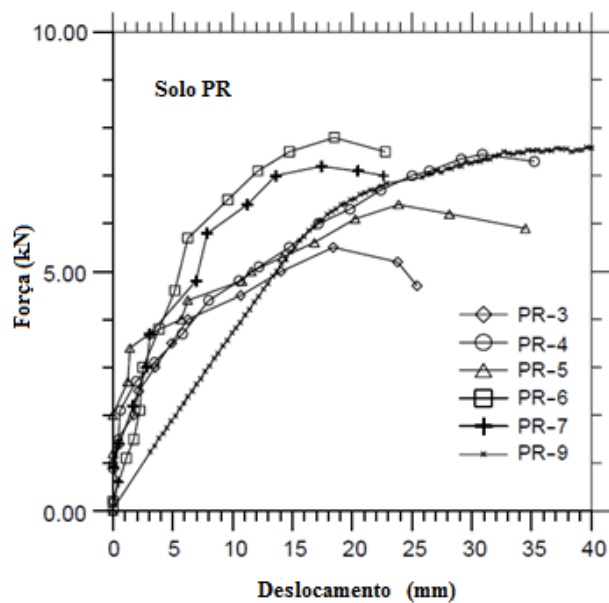


Fig. 3.23 - Curva força de arranque-deslocamento para o solo PR (adaptado de Lo 1998)

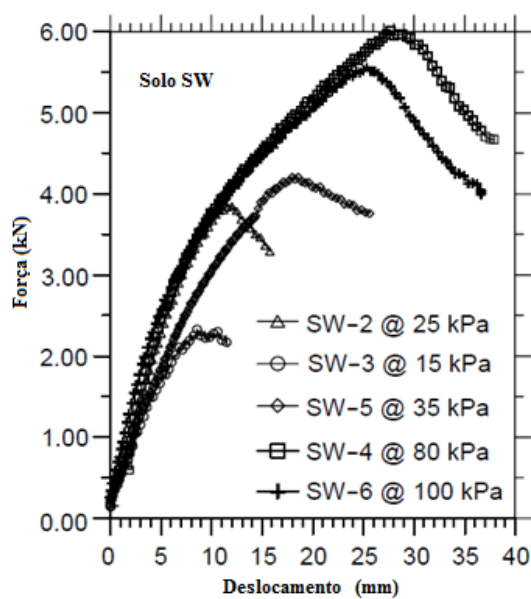


Fig. 3.24 - Curva força de arranque-deslocamento para o solo SW (adaptado de Lo 1998)

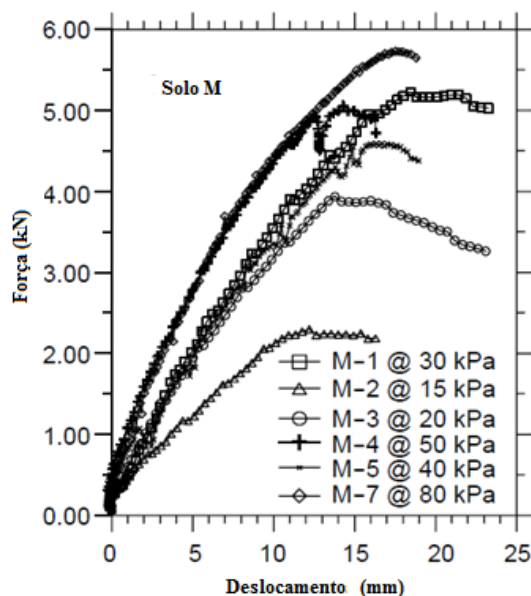


Fig. 3.25 - Curva força de arranque-deslocamento para o solo M (adaptado de Lo 1998)

#### 3.10.4. CONCLUSÕES

Após a realização dos ensaios de arranque utilizando tiras de poliéster e três solos, Lo (1998) concluiu que as tiras têm um comportamento dúctil. Para níveis baixos de tensão os ensaios mostraram que o atrito na interface é superior à tangente do ângulo de atrito do material ensaiado, podendo este facto ser explicado pela dilatância do solo e pela superfície texturizada das tiras de poliéster. Para uma tensão de confinamento de 100 kPa o ângulo de atrito foi consideravelmente menor que a tangente do ângulo de atrito da interface solo-geossintético. Assim, conclui-se que para uma sobrecarga elevada o efeito da dilatância é pequeno e o mecanismo de arranque sobrepõem-se a este.

### 3.11. ESTUDOS DE PERKINS E CUELHO (1999)

#### 3.11.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

O estudo de Perkins e Cuelho (1999) teve como principal objetivo encontrar uma solução numérica adequada para a interpretação de resultados de ensaios de arranque.

#### 3.11.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Para comprovar o modelo numérico realizaram-se ensaios de arranque com um cascalho com 5% de teor em água e uma densidade relativa de 95%. A curva granulométrica do cascalho ensaiado está representada na Fig. 3.26.

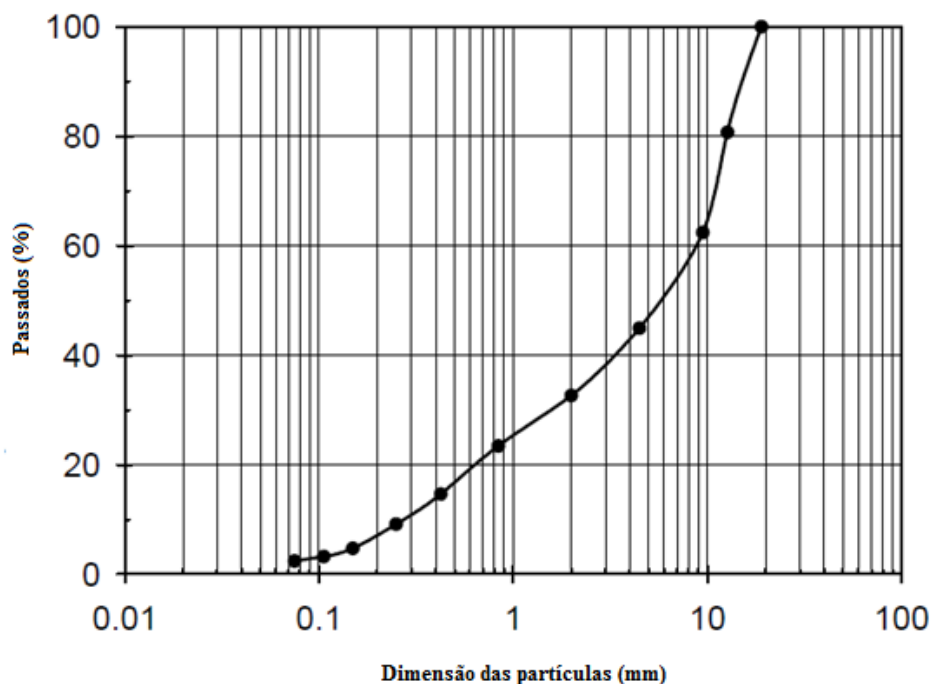


Fig. 3.26 - Curva granulométrica do cascalho ensaiado por Perkins e Cuelho (1999) (adaptado de Perkins e Cuelho 1999)

Nos ensaios foram utilizados dois geossintéticos diferentes: uma geogrelha biaxial e um geotêxtil tecido, cujas características se apresentam no Quadro 3.13.

Quadro 3.13 - Características da geogrelha e do geotêxtil (MD – direção da máquina; XMD – direção perpendicular à máquina) (adaptado de Perkins e Cuelho 1999)

Geossintético	Estrutura	Polímero	Massa por unidade de área ( $\text{g/m}^2$ )	Dimensão das aberturas (MD/XMD) (mm)	Resistência à tração para 5% de deformação ( $\text{kN/m}$ )	Resistência última à tração (MD/XMD) ( $\text{kN/m}$ )
Geogrelha	Biaxial	Polipropileno	215	25/33	9/13	13/20
Geotêxtil	Tecido	Polipropileno	250	Não aplicável	10/22	31/31

Os ensaios foram realizados num equipamento de arranque com 1,250m de comprimento, 1,100m de largura e 0,950m de altura. A força de arranque foi aplicada através de um macaco impulsionado por parafuso, a uma velocidade de 1 milímetro por minuto. A tensão normal foi aplicada através de um sistema de *air bag*. Realizaram-se ensaios para valores de tensões normais de 5, 15 e 35 kPa.

### 3.11.3. RESULTADOS

Nas Fig. 3.27 e Fig. 3.28 são apresentados os resultados obtidos experimentalmente com os os obtidos no modelo numérico, para os ensaios realizados com a geogrelha e o geotêxtil, respetivamente.



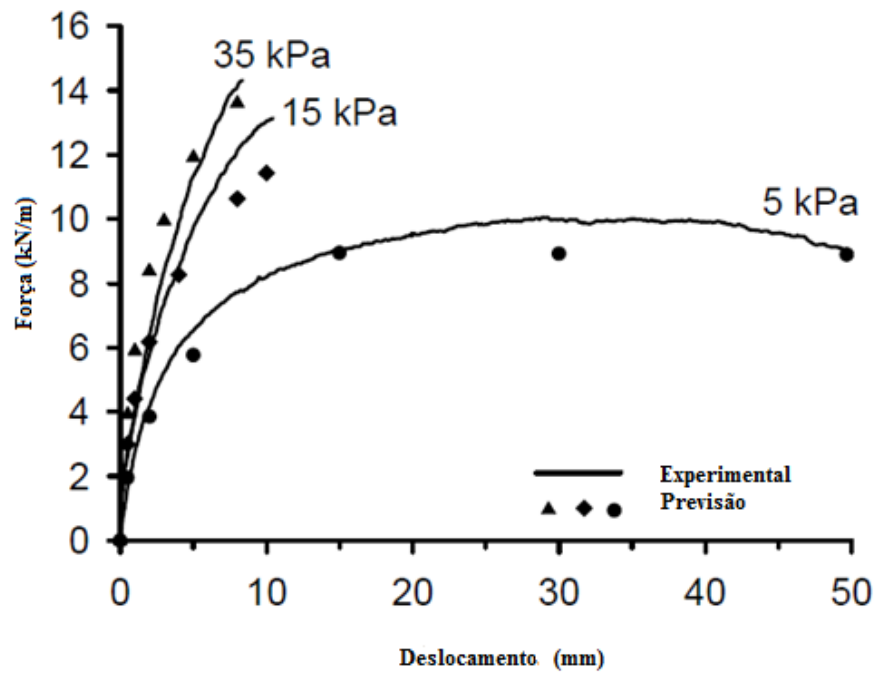


Fig. 3.27 - Resultados obtidos para a geogrelha para diferentes tensões normais (adaptado de Perkins e Cuelho 1999)

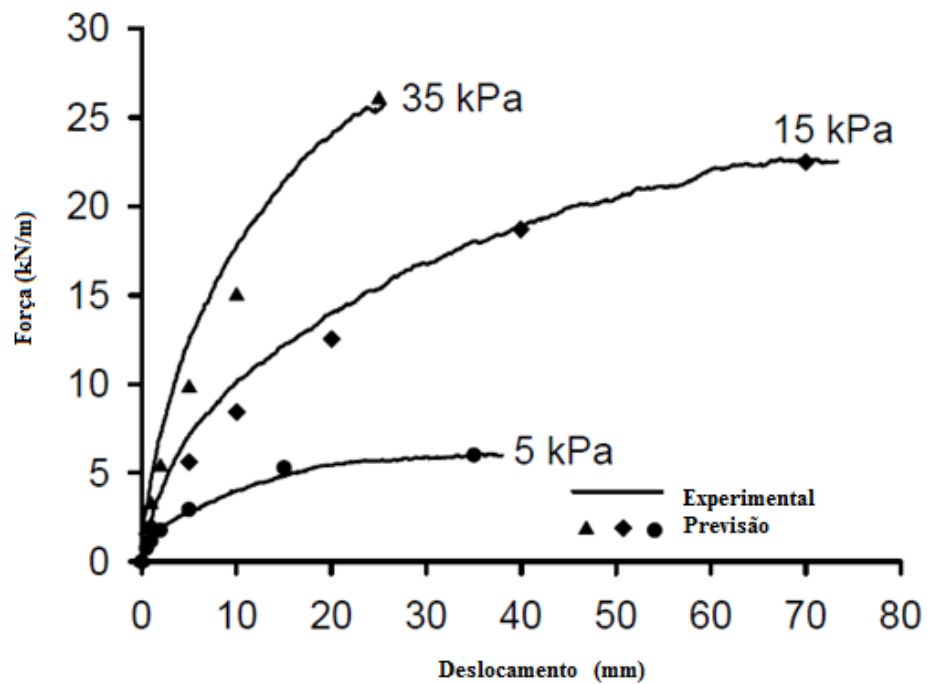


Fig. 3.28 - Resultados obtidos para o geotêxtil para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Perkins e Cuelho 1999)

No Quadro 3.14 são apresentados os valores obtidos dos ângulos de atrito de pico e residual na interface solo-geossintético.

Quadro 3.14 - Resultados do ângulo de atrito na interface solo-geossintético para diferentes tensões normais aplicadas (MD – direção de fabrico; XMD – direção perpendicular à de fabrico; GT – geotêxtil; GG – geogrelha)  
(adaptado de Perkins e Cuelho 1999)

Tensão normal (kPa)	Ângulo de fricção, $\phi_p(^{\circ})/\phi_r(^{\circ})$			
	GG-MD	GG-XMD	GT-MD	GT-XMD
5	54/52	58/56	40/40	37/37
15	54/52	58/56	47/47	44/44
35	54/52	58/56	53/53	48/48

#### 3.11.4. CONCLUSÕES

Após realização dos ensaios de arranque, Perkins e Cuelho (1999), chegaram a um modelo teórico que permite relacionar não linearmente as curvas força de arranque/deslocamento de arranque,

### 3.12. ESTUDOS DE LOPES E LOPES (1999)

#### 3.12.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Com o objetivo de estudar a influência das dimensões das partículas de solo e da geometria dos geossintéticos nos resultados obtidos em ensaios de arranque, Lopes e Lopes (1999) realizaram ensaios com dois solos e vários tipos de geossintéticos.

#### 3.12.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

As curvas granulométricas dos solos ensaiados apresentam-se nas Fig. 3.29 e Fig. 3.30 e as propriedades dos mesmos encontram-se resumidas no Quadro 3.15. Os solos foram ensaiados com uma densidade relativa de 55%.

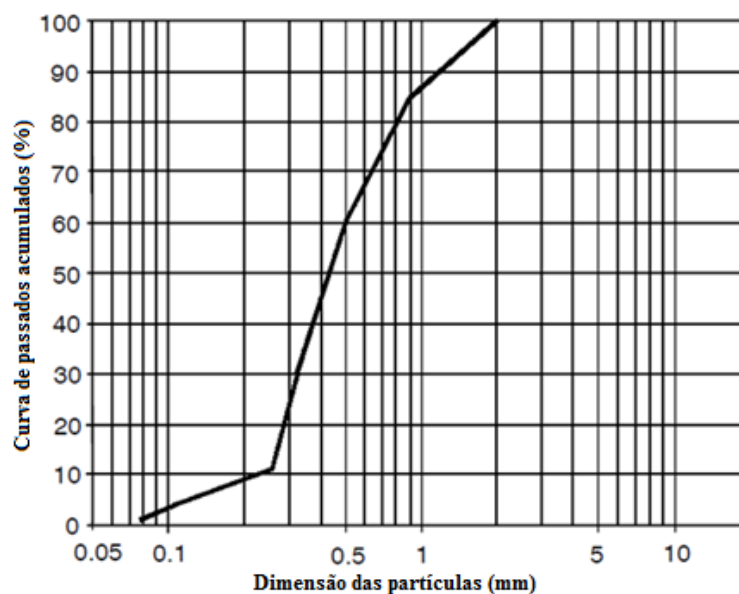


Fig. 3.29 - Curva granulométrica do solo 1 (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

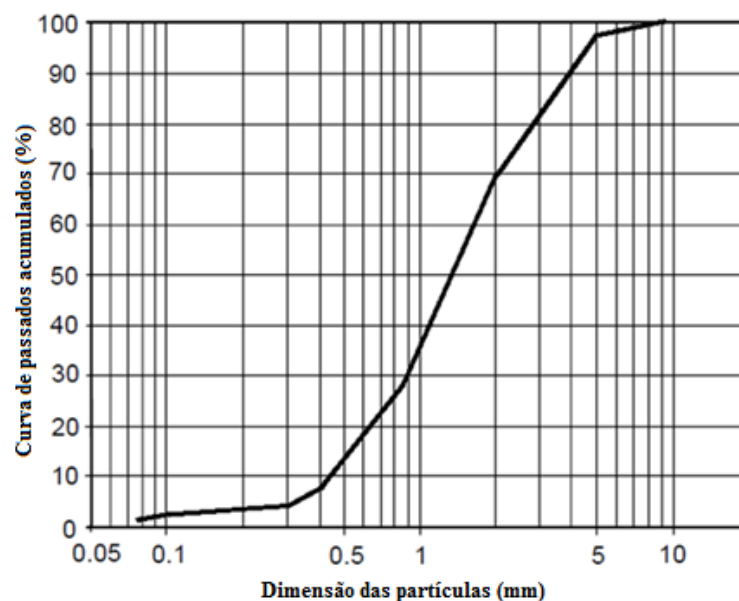


Fig. 3.30 - Curva granulométrica do solo 2 (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

Quadro 3.15 - Propriedades dos solos 1 e 2 (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

Solo	D <sub>min</sub> (mm)	D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>30</sub> (mm)	D <sub>50</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	D <sub>max</sub> (mm)	C <sub>U</sub>	C <sub>C</sub>	Y <sub>min</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Y <sub>max</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	Y <sub>(ID=55%)</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	φ (°)
Solo 1	0,07	0,26	0,32	0,43	0,5	2	1,9	0,79	15	17,9	16,45	35,7
Solo 2	0,07	0,44	0,9	1,3	1,6	9,54	3,6	1,15	15,6	18,7	17,15	44,2

Foram utilizadas nos ensaios três geogrelhas diferentes, apresentando-se no Quadro 3.16 e no Quadro 3.17 as suas características físicas e mecânicas. Os significados de alguns dos parâmetros encontram-se ilustrados nas Fig. 3.31 e Fig. 3.32.

Quadro 3.16 - Características das geogrelhas 1 e 2 (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

Geogrelha	a <sub>L</sub> (mm)	a <sub>T</sub> (mm)	b <sub>B</sub> (mm)	b <sub>R</sub> (mm)	t <sub>B</sub> (mm)	t <sub>R</sub> (mm)	Resistência à tração (kN/m)	Deformação na rotura (%)
GG1	160	16	16	6	2,7 max. 2,5 min.	0,9	55	11,5
GG2	235	16	16	6	3,7 max. 3,4 min.	1,3	80	11,5

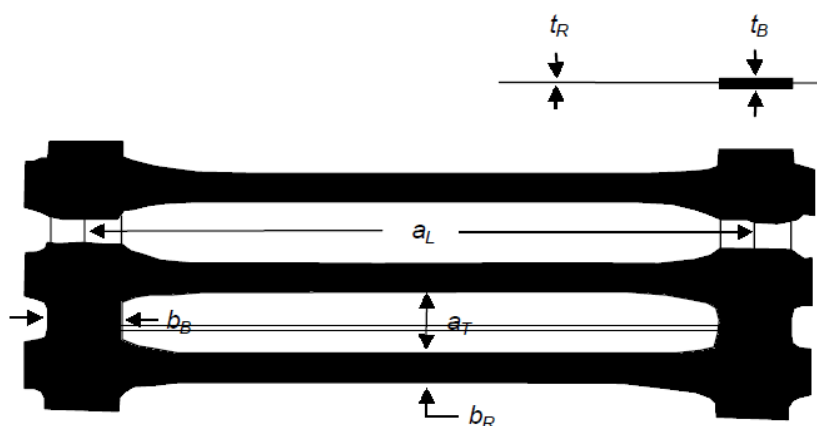


Fig. 3.31 - Estrutura das geogrelhas 1 e 2 (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

Quadro 3.17 - Características da geogrelha 3 (MD – direção da máquina; XMD – direção perpendicular à máquina) (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

Geogrelha	a <sub>L</sub> (mm)	a <sub>T</sub> (mm)	b <sub>LR</sub> (mm)	b <sub>TR</sub> (mm)	t <sub>J</sub> (mm)	t <sub>LR</sub> (mm)	t <sub>TR</sub> (mm)	Resistência à tração		Deformação na rotura (%)
								MD (kN/m)	XMD (kN/m)	
GG3	33	33	2,2	2,5	5,8	2,2	1,4	40	40	11,5

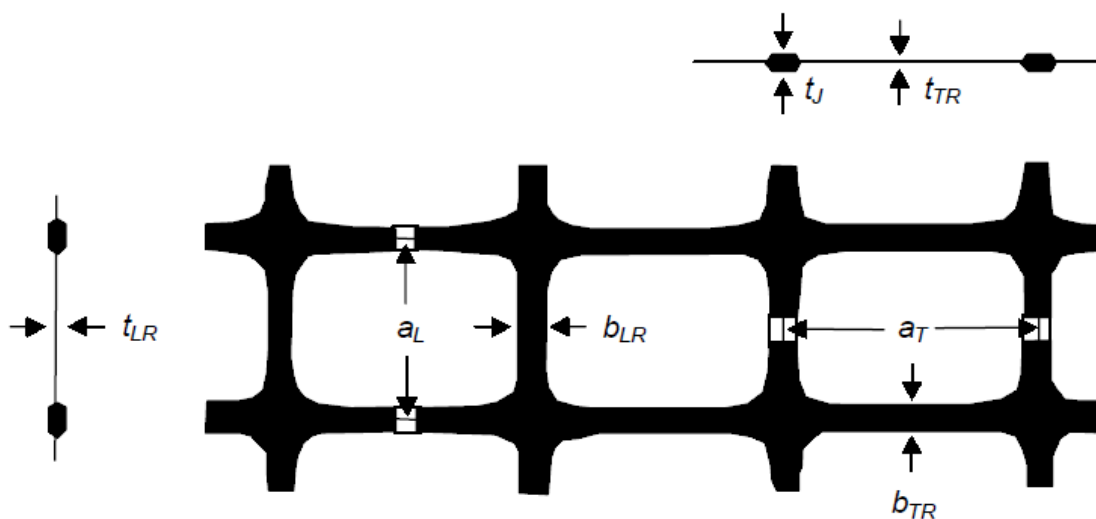


Fig. 3.32 - Estrutura da geogrelha 3 (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

O segundo tipo de geossintético utilizado foi um geotêxtil não tecido (Quadro 3.18). Foi utilizado ainda um quarto geossintético, um geocompósito de reforço (Quadro 3.19).

Quadro 3.18 - Características do geotêxtil (MD – direção da máquina; XMD – direção perpendicular à máquina) (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

Geotêxtil	Espessura (mm)	Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )	Resistência à tração (kN/m)	Deformação na rotura, MD/XMD (%)
GT1	6	800	50	65/57

Quadro 3.19 - Características do geocompósito (MD – direção da máquina; XMD – direção perpendicular à máquina) (adaptado de Lopes e Lopes 1999)

Geocompósito	Espessura (mm)	Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )	Resistência à tração		Deformação na rotura	
			MD (kN/m)	XMD (kN/m)	MD (%)	XMD (%)
GT2	2.5	600	95	13	12	75

A caixa de arranque utilizada tinha as dimensões de 1,530m de comprimento, 1,000m de largura e 0,800m de altura. A força de arranque foi aplicada por um sistema hidráulico a uma velocidade de 2 milímetros por minuto. A tensão normal aplicada foi de 38 kPa, aplicada através de cilindros calcadores e com o auxílio de macacos hidráulicos.

### 3.12.3. CONCLUSÕES

Lopes e Lopes (1999) realizaram 13 ensaios combinando os vários tipos de geossintéticos utilizados e os dois solos. Após análise dos resultados, os autores concluíram que o tamanho das partículas dos solos ensaiados tem geralmente influência no comportamento da interface solo-geossintético.

Nas geogrelhas, as dimensões das aberturas, a espessura da geogrelha e o tamanho das partículas de solo é determinante para a força de arranque obtida, tendo-se concluído que houve um aumento de cerca de 20% da resistência quando o solo continha uma percentagem significativa de partículas superiores à espessura da geogrelha e menor que a dimensão das aberturas da geogrelha.

No geotêxtil não tecido o tamanho das partículas dos solos ensaiados tem uma menor influência nos resultados obtidos, pois estes têm uma boa capacidade de deformação.

No geocompósito, a resistência da interface solo-geossintético aumenta ligeiramente quando o tamanho das partículas do solo aumenta.

## 3.13. ESTUDOS DE SUGIMOTO ET AL. (2001)

### 3.13.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Nos estudos de Sugimoto et al. (2001) foi utilizado um método inovador, que recorrendo a uma radiografia com raios-X permite um estudo com mais pormenor do comportamento das geogrelhas em

ensaios de arranque. Foram realizados ensaios de arranque para duas condições de ensaio, uma com a parte da frente da caixa de ensaio rígida e outra flexível.

### 3.13.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Nos ensaios foi utilizada uma areia de sílica seca, cujas principais propriedades se apresentam no Quadro 3.20.

Quadro 3.20 - Propriedades da areia (adaptado de Sugimoto et al. 2001)

Propriedade	Valor
$C_c$	2,09
$G_s$	2,64
$\gamma_d \text{ max}$	17,26 kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_d \text{ mín}$	14,46 kN/m <sup>3</sup>
w	0,10%
$\phi$ para $D_r = 40\%$	24,2°
$\phi$ para $D_r = 70\%$	29,9°

Foram ensaiadas duas geogrelhas extrudidas (Quadro 3.21), uma uniaxial e outra biaxial.

Quadro 3.21 - Características das geogrelhas ensaiadas por Sugimoto et al. (2001) (Long. – longitudinal; Trans. – transversal) (adaptado de Sugimoto et al. 2001)

Tipo	Dimensão das aberturas (mm)		Dimensão da geogrelha		Número de barras		Resistência à tração (kN/m)		E (3% de deformação) (kN/m <sup>2</sup> )
	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	
SS-1	28	38	500	300	8	19	11.8	17.7	3,14x10 <sup>6</sup>
SR-55	156	23	540	300	13	4	54	-	3,73x10 <sup>6</sup>

O equipamento de arranque utilizado tinha dimensões de 0,680m de comprimento, 0,300m de largura e 0,625m de altura. A força de arranque foi aplicada por um macaco com o auxílio de um motor, a uma velocidade de 1 milímetros por minuto, sendo a condição para o término do ensaio a destruição da geogrelha e/ou um deslocamento máximo de 100 milímetros. Foram aplicadas várias tensões normais entre 5 e 93 kN/m<sup>2</sup> com um sistema de *air bag*.

### 3.13.3. CONCLUSÕES

Após análise de resultados Sugimoto et al. (2001) concluíram que a resistência ao arranque é semelhante para os dois tipos de ensaio, mas a distribuição de tensões é diferente pois nos testes com frente flexível as tensões são mais distribuídas pela geogrelha. Verificaram ainda que o atrito nas paredes laterais da caixa não é insignificante mesmo quando estas são de vidro.

### 3.14. ESTUDOS DE AIBAN E ALI (2001)

#### 3.14.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Nos estudos de Aiban e Ali (2001), os autores utilizaram areia Sabkha com o objetivo de estudar o seu comportamento quando colocada em contato com geossintéticos com função de reforço. A areia Sabkha tem características muito particulares, pois trata-se de um solo salgado, que tem na sua composição 89% de quartzo, 7% de calcite e 4% de gesso.

#### 3.14.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Os ensaios de arranque foram realizados utilizando uma areia Sabkha com as características apresentadas no Quadro 3.22 e a curva granulométrica ilustrada na Fig. 3.33.

Quadro 3.22 - Características da areia Sabkha (adaptado de Aiban e Ali 2001)

Propriedades	Unidade	Valor
Intervalo de tamanho das dimensões	mm	0,1 a 0,9
D <sub>10</sub>	mm	0,16
C <sub>u</sub>	-	1,88
C <sub>c</sub>	-	0,83
Classificação AASHTO	-	A3
Classificação USCS	-	SP
Densidade máxima seca (ASTM D 4253)	g/cm <sup>3</sup>	1,81
Densidade mínima seca (ASTM D 4254)	g/cm <sup>3</sup>	1,59
Angulo de atrito interno	Pico	° 46
	Residual	° 39

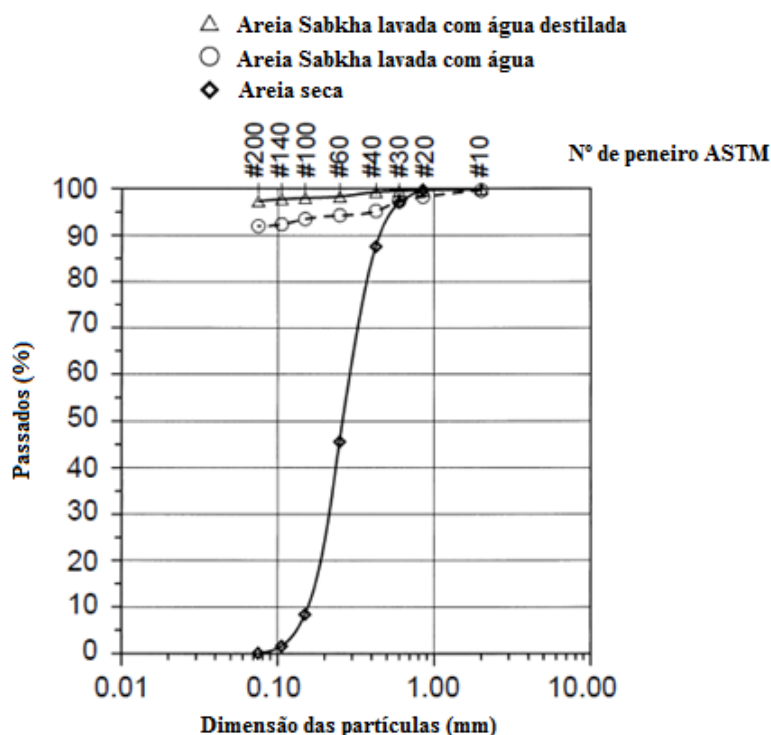


Fig. 3.33 - Curva granulométrica da areia Sabkha em diferentes condições (adaptado de Aiban e Ali 2001)

Com o objetivo de estudar a influência de diferentes geotêxteis nos ensaios de arranque usando como material de confinamento a areia Sabkha, foram utilizados três materiais diferentes com as características apresentadas no Quadro 3.23.

Quadro 3.23 - Características dos geotêxteis (MD – direção de fabrico; CD – direção perpendicular à de fabrico) (adaptado de Aiban e Ali 2001)

Característica	Norma	Unidade	Geotêxtil (não tecido)		
			A-400	A-140	F-140
Massa por unidade de área	ASTM D 5261	g/m <sup>2</sup>	400	140	140
Espessura (tensão inferior a 2kN/m <sup>2</sup> )	ASTM D 5199	mm	4	2	0,95
Resistência à tração (MD/CD)	EN 29073-3	kN/m	20/28	7/9	7/8
Deformação (MD/CD)	EN 2973-3	%	>70/>80	>70/>80	>50/>60
Resistência à tração (MD/CD)	ASTM D 4632	N	1100/1500	380/500	-
Deformação (MD/CD)	ASTM D 4632	%	>80/>90	>80/>90	-
Permeabilidade	ASTM D 4491	cm/s	0,45	0,5	0,08
Transmissividade (para 2 kN/m <sup>2</sup> )	ASTM D 4716	10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s	70	39	-
Tamanho das aberturas (aparente)	ASTM D 4751	µm	75	106	85



Os ensaios foram realizados utilizando uma caixa de arranque com 0,500m de comprimento, 0,250m de largura e 0,100m de altura. A força de arranque foi aplicada com o auxílio de um motor elétrico a uma velocidade de 1,27 milímetros por minuto. A tensão normal foi aplicada através de um sistema que utiliza um edômetro.

### 3.14.3. CONCLUSÕES

Com os resultados obtidos nos ensaios de arranque realizados, os autores concluíram que para areias deste tipo (Sabkha) os geotêxteis com melhor comportamento são os que apresentam menor deformabilidade (geotêxtil F-140).

Resultou também destes ensaios a conclusão de que devem ser evitados comprimentos curtos de geossintéticos na realização de ensaios de arranque.

## 3.15. ESTUDOS DE PALMEIRA (2004)

### 3.15.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Os ensaios de arranque realizados por Palmeira (2004) tiveram como objetivo a validação de resultados de um modelo teórico. O modelo teórico tem como objetivo obter uma ferramenta para melhorar a interpretação de resultados de ensaios de arranque.

### 3.15.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Neste estudo foram realizados ensaios de arranque com uma areia Leighton Buzzard, uniforme e seca. A areia foi ensaiada com uma densidade relativa de 87% e apresenta as características resumidas no Quadro 3.24.

Quadro 3.24 - Características da areia Leighton Buzzard (adaptado de Palmeira, 2004)

Propriedade	Valor
Intervalo de dimensão das partículas (mm)	0,6-1,18
D <sub>50</sub> (mm)	0,8
C <sub>u</sub>	1,3
Densidade das partículas (G <sub>s</sub> )	2,66
e <sub>max</sub>	0,79
e <sub>min</sub>	0,49
e (ensaio)	0,53+/-0,005
Densidade relativa (%)	87
Angulo de atrito (°)	51

Para comparação da resposta de diferentes tipos de geossintéticos foram utilizados várias geogrelhas. No Quadro 3.25 apresentam-se algumas características dessas geogrelhas.

Quadro 3.25 - Características dos geossintéticos ensaiados (MG1 a MG8 são geogrelhas metálicas e PG é uma geogrelha de polietileno) (adaptado de Palmeira, 2004)

Ensaio	Material	Espessura B (mm)	Barras		Área		S/B	B/D <sub>50</sub>	Resistência à tração (kN/m)
			Espaçamento transversal S (mm)	Espaçamento longitudinal S <sub>t</sub> (mm)	Resistência por atrito (%)	Resistência ao corte (%)			
MG1	Aço galvanizado	1,63	12,5	12,5	20,4	100	7,7	2	6844
MG2	Aço galvanizado	1,63	19,1	19,1	14,5	100	11,7	2	4479
MG3	Aço galvanizado	1,36	12,5	25,4	16,2	100	7,7	2	3368
MG4	Aço macio	4,78	76,2	76,2	11,1	100	15,9	6	49455
MG5	Aço macio	3,15	50,8	50,8	11	100	16,1	3,9	32216
MG8	Aço macio	4,78	152,4	76,2	8,6	100	31,9	6	49455
PG	Polietileno	4,4	111	22,2	46	72	25,2	5,5	550

A caixa de arranque utilizada por Palmeira (2004) era cúbica com 1,000m de aresta. A força de arranque foi aplicada a uma velocidade de 0,5 milímetros por minuto por um sistema hidráulico. As tensões normais aplicadas variaram entre os 25 e 75 kPa e foram aplicadas por um saco de borracha sob pressão.

### 3.15.3. RESULTADOS

Na Fig. 3.34 e na Fig. 3.35 representam-se as curvas força de arranque-deslocamento obtidas para alguns dos geossintéticos ensaiados e para diferentes tensões normais.

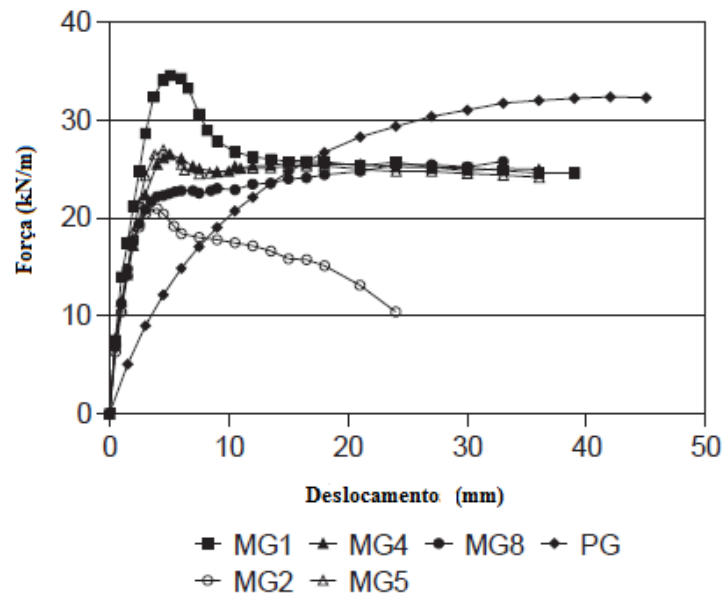


Fig. 3.34 - Curva força de arranque-deslocamento para os diferentes geossintéticos (adaptado de Palmeira, 2004)

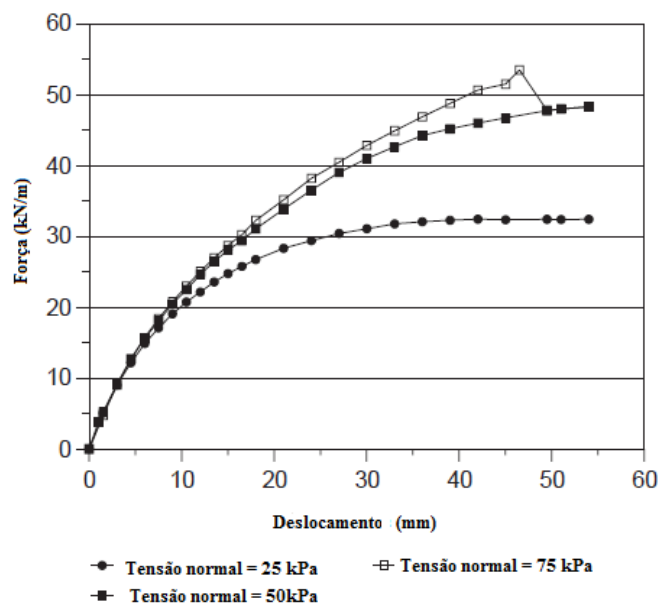


Fig. 3.35 - Curva força de arranque-deslocamento da geogrelha PG para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Palmeira, 2004)

#### 3.15.4. CONCLUSÕES

Neste estudo foi apresentado um modelo teórico, que tem como objetivo estudar a interface solo-geossintético, tendo-se confirmado que este modelo é uma boa ferramenta para interpretação de resultados de ensaios de arranque.

O autor concluiu que é necessária uma uniformização dos ensaios de arranque quer ao nível do método, quer dos dispositivos utilizados nos ensaios, para que seja possível uma melhor comparação de resultados obtidos em diferentes equipamentos.

A distribuição de tensões obtida em geogrelhas extensíveis é não uniforme e depende de uma combinação de fatores como: geometria, rigidez, resistência e nível de tensão. Assim conclui-se que as abordagens tradicionais, em que se considera a geogrelha como uma camada bidimensional com um atrito equivalente à resistência ao arranque, são úteis do ponto de vista prático mas não reproduzem convenientemente a realidade.

### 3.16. ESTUDOS DE YIN ET AL. (2008)

#### 3.16.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Este estudo teve como objetivo a investigação da influência da densidade de resíduos finos (produtos que resultam da extração mineira e que são moídos), da tensão normal aplicada ao material de confinamento e do efeito da humidade, na interação resíduo fino-geossintético, realizando-se para tal vários ensaios de arranque.

#### 3.16.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Neste estudo foram utilizados resíduos finos com dois teores em água distintos: um no estado natural em que os resíduos se encontravam e outro com os resíduos saturados. Na Fig. 3.36 e no Quadro 3.26 apresenta-se, respetivamente a curva granulométrica dos resíduos finos e algumas das suas principais características.

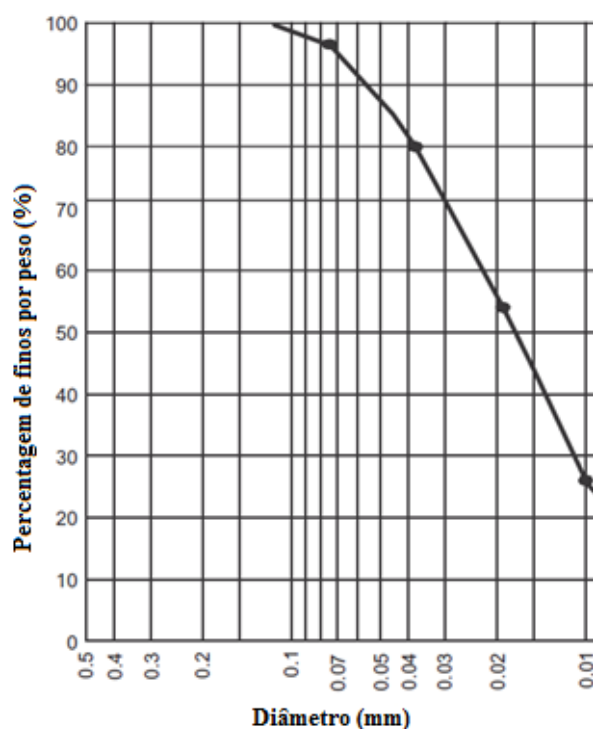


Fig. 3.36 - Curva granulométrica do resíduo fino (adaptado de Yin et al. 2008)

Quadro 3.26 - Características do resíduo fino (adaptado de Yin et al. 2008)

$D_{10}$ (mm)	$D_{30}$ (mm)	$D_{50}$ (mm)	$D_{60}$ (mm)	$C_u$	$C_c$	$\rho_n$ (g/cm <sup>3</sup> )
0,007	0,012	0,018	0,023	3,38	0,924	1,65

Os resíduos foram ensaiados com dois tipos de geossintéticos: uma geotira (Quadro 3.27 e Fig. 3.37) e uma geogrelha (Quadro 3.28 e Fig. 3.38). As tiras utilizadas são constituídas por um composto de polietileno de alta densidade reforçado com fios de aço de alta resistência.

Quadro 3.27 - Características da geotira (PEAD – polietileno de alta densidade) (adaptado de Yin et al. 2008)

Tipo	Dimensões		Resistência à tração (kN/m)	Massa por unidade de largura (kg/m)	Polímero
	$b_L$ (mm)	$t_L$ (mm)			
Tira	30	2	$\leq 50,0$	15	PEAD

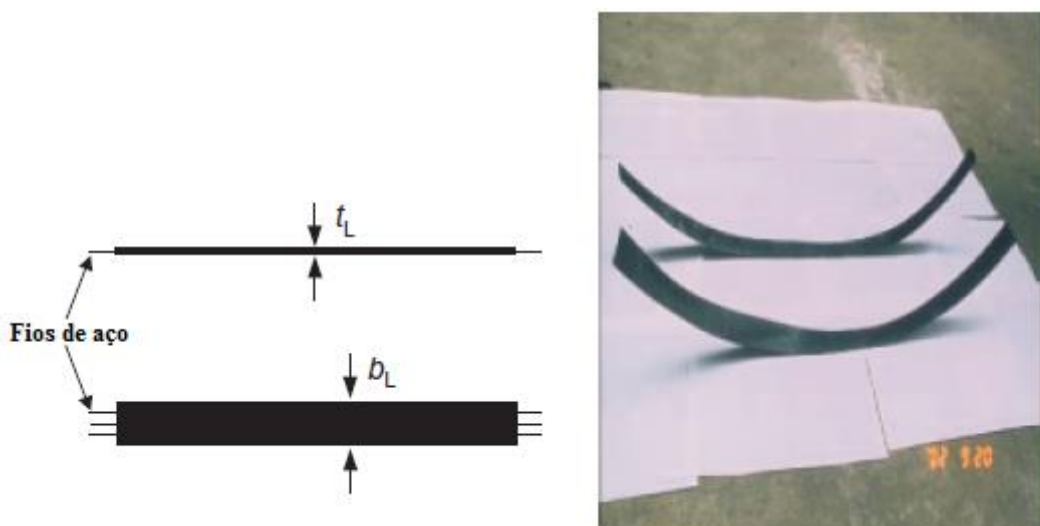


Fig. 3.37 – Geotira ensaiada (adaptado de Yin et al. 2008)

A geogrelha (CATT30) utilizada era constituída por barras de polietileno de alta densidade reforçado com fios de aço de alta resistência.

Quadro 3.28 - Características da geogrelha (MD – direção de fabrico; XMD – direção perpendicular à de fabrico) (adaptado de Yin et al. 2008)

Tipo	Dimensões						Resistência à tração (kN/m)		Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )
	$a_L$ (mm)	$a_T$ (mm)	$b_{LG}$ (mm)	$b_{TG}$ (mm)	$t_{LG}$ (mm)	$t_{TG}$ (mm)	MD	XMD	
Geogrelha	120	120	25	20	2	2	50	47	466

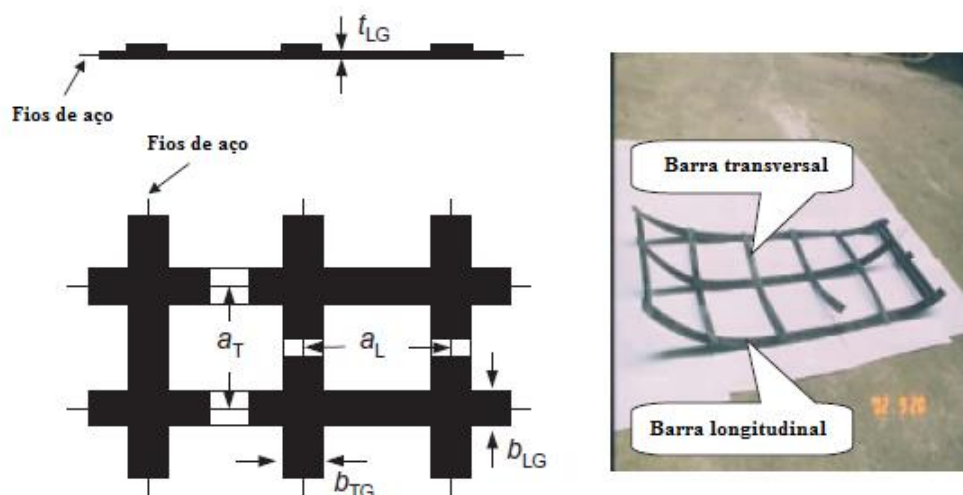


Fig. 3.38 – Geogrelha (adaptado de Yin et al. 2008)

Os ensaios foram realizados utilizando um equipamento de arranque, com 0,750m de comprimento, 0,500m de largura e 0,400m de altura. A força de arranque foi aplicada a uma velocidade de 2 milímetros por minuto e foram aplicadas tensões normais de 10, 30 e 50 kPa através da utilização de um macaco de pressão hidráulica.

### 3.16.3. RESULTADOS

Yin et al. (2008) obtiveram as curvas força de arranque-deslocamento apresentadas na Fig. 3.39 e Fig. 3.40 para as geotiras e a geogrelha, respectivamente. As curvas apresentadas não se referem a condições de ensaio específicas, são apenas curvas típicas da interação geotira/resíduos finos.

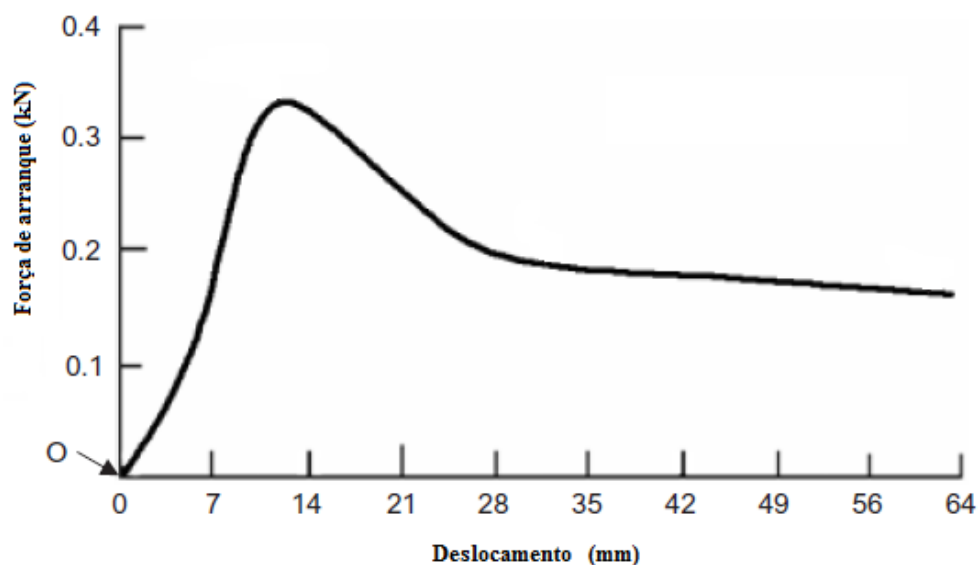


Fig. 3.39 - Curva força-deslocamento obtida para a geotira (adaptado de Yin et al. 2008)

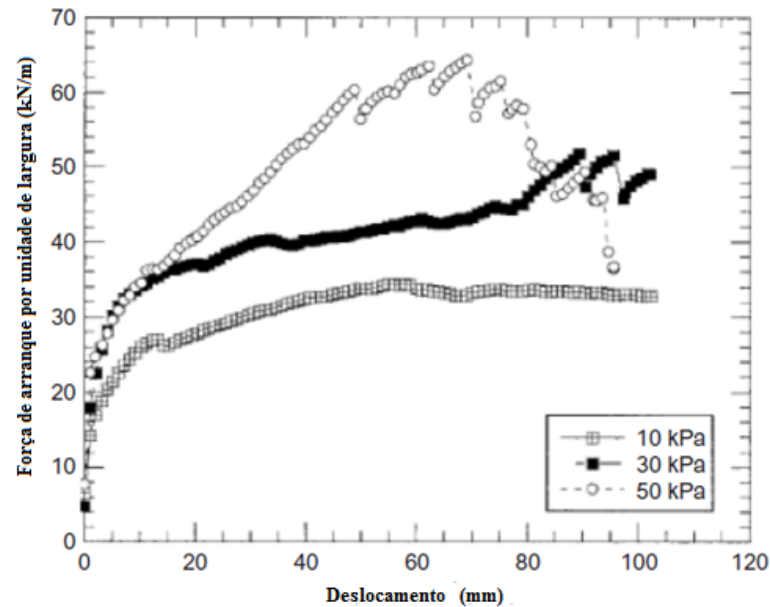


Fig. 3.40 - Curva força-deslocamento obtida para a geogrelha para diferentes tensões normais aplicadas (adaptado de Yin et al. 2008)

#### 3.16.4. CONCLUSÕES

Após análise dos resultados, os autores concluíram que a densidade dos resíduos utilizados tem uma influência significativa no comportamento da interface resíduo fino/geotira. Quanto maior for a densidade dos resíduos maior será a força necessária para o arranque da tira e maior será o ângulo de atrito da interface.

Quanto mais elevado for o teor em água dos resíduos mais baixo é o ângulo de atrito dos mesmos, portanto o coeficiente de atrito aumenta com a redução do teor em água.

Teores em água mais elevados provocam uma diminuição do ângulo de atrito da interface, já o coeficiente de atrito aumenta com a diminuição do teor em água.

Nas geogrelhas a análise é complicada pois para além do atrito geogrelha/resíduos há ainda a resistência fornecida pelas barras transversais da geogrelha, sendo apenas possível concluir que a resistência é dependente dos deslocamentos ocorridos, da tensão normal aplicada e das propriedades dos resíduos utilizados.

Fazendo uma comparação dos resultados obtidos nestes ensaios com ensaios realizados com cinzas volantes e areia os autores concluíram que o ângulo de atrito máximo é menor 22% nos resíduos finos, no entanto, as curvas de deslocamentos obtidas têm o mesmo padrão.

### 3.17. ESTUDOS DE KHEDKAR E MANDAL (2009)

#### 3.17.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

Nos estudos apresentados por Khedkar e Mandal (2009) foram realizados ensaios de arranque para comparação com resultados de análises numéricas baseadas no método de elementos finitos e resultados de um estudo teórico. Os autores pretendiam ainda concluir acerca do desempenho de geogrelhas tridimensionais e geogrelhas bidimensionais, isto é, com espessura muito reduzida.

### 3.17.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Nos ensaios de arranque realizados foi utilizada uma areia com uma constituição maioritariamente de quartzo e uma densidade relativa de 37,7%, tendo sido seca em estufa antes da realização dos ensaios.

Foram ensaiadas seis geogrelhas e uma folha fina (Fig. 3.41) tendo todas elas diferente espessura.

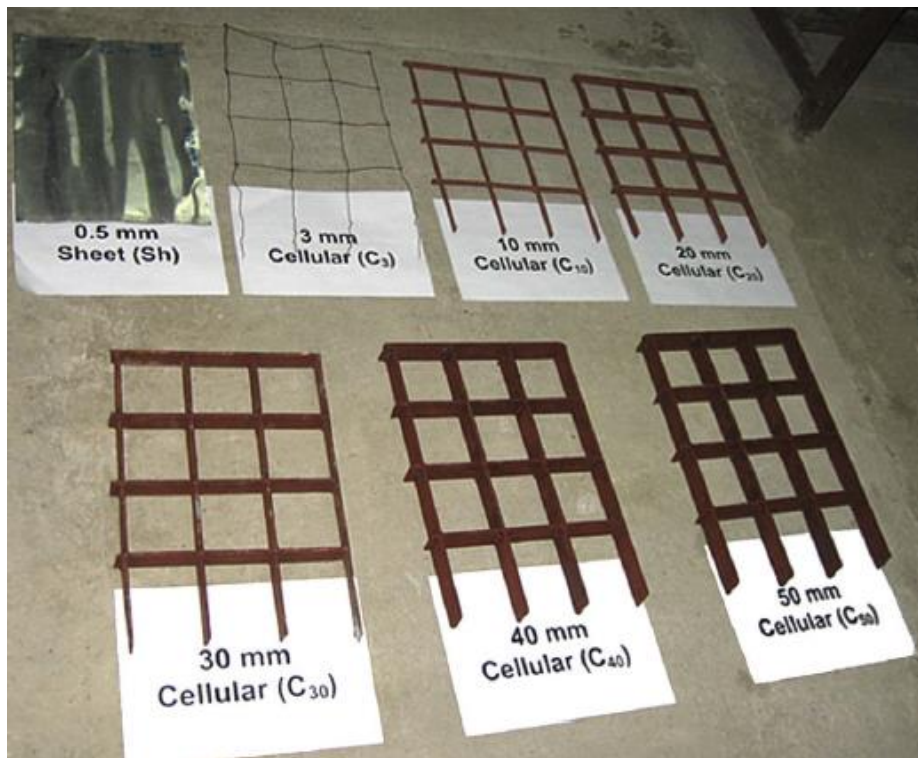


Fig. 3.41 - Geogrelhas ensaiadas (adaptado de Khedkar e Mandal 2009)

Os geossintéticos foram ensaiados numa caixa de arranque com 0,700m de comprimento, 0,400m de largura e 0,550m de altura. A força de arranque foi aplicada através da utilização de um motor elétrico a uma velocidade constante de 1,01 milímetros por minuto. Foram aplicadas tensões normais, com um sistema de *air bag*, de 75 e 100 kPa.

### 3.17.3. RESULTADOS

Para as geogrelhas  $C_3$  e  $C_{30}$  e para a folha  $S_h$  obtiveram-se os resultados em termos da força de arranque aplicada função dos deslocamentos apresentados na Fig. 3.42 para tensões de confinamento de 75kPa e 100kPa. As forças de arranque máximas resumem-se no Quadro 3.29.



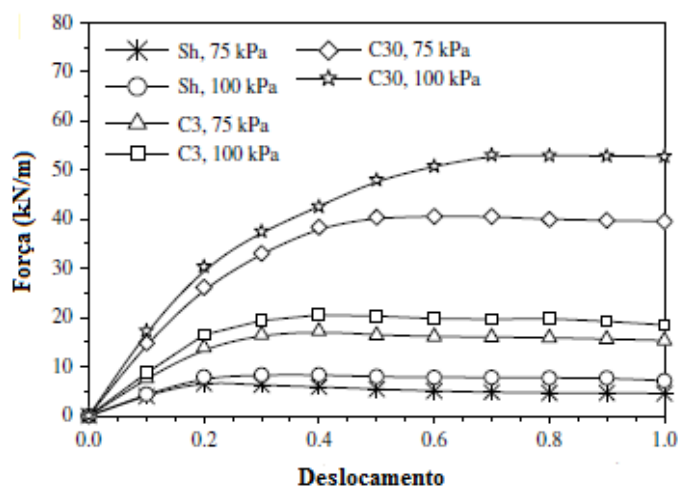


Fig. 3.42 - Curva força de arranque-deslocamento para diferentes tensões normais e diferentes geogrelhas (adaptado de Khedkar e Mandal 2009)

Quadro 3.29 - Forças máximas de arranque obtidas nos diferentes ensaios realizados (adaptado de Khedkar e Mandal 2009)

Geogrelha	Tipo	Força de arranque máxima por metro de largura (ASTMD-6637-01) (kN/m)
S <sub>n</sub>	Folha (0,5mm de espessura)	152
C <sub>3</sub>	Geogrelha (3 mm de espessura)	36,771
C <sub>10</sub>	Geogrelha (10 mm de espessura)	133,76
C <sub>20</sub>	Geogrelha (20 mm de espessura)	234,42
C <sub>30</sub>	Geogrelha (30 mm de espessura)	357,19
C <sub>40</sub>	Geogrelha (40 mm de espessura)	479,84
C <sub>50</sub>	Geogrelha (50 mm de espessura)	613,72

#### 3.17.4. CONCLUSÕES

Para tensões normais aplicadas de 75 e 100 kPa os autores concluíram que a melhor geogrelha a adotar é do tipo tridimensional (C<sub>30</sub>), pois obtiveram-se resistências ao arranque mais elevadas para este tipo de solo.

A espessura da geogrelha utilizada tem influência na força de arranque, ou seja quanto maior for a espessura da geogrelha utilizada (até 30 milímetros) maior será a força de arranque. Os autores concluíram também que para este tipo de areia a relação do espaçamento entre os elementos da geogrelha e a sua espessura para otimizar a resistência é de 3,3.

### 3.18. ESTUDOS DE GIANG ET AL. (2010)

#### 3.18.1. INTRODUÇÃO/OBJETIVOS

O processo de carga-descarga a que os geossintéticos estão sujeitos quando desempenham a função de reforço vai alterando o seu comportamento ao longo do tempo. Assim, o estudo de Giang et al. (2010) teve como objetivo estudar a influência deste processo na resistência de geogrelhas, através de ensaios de arranque.

#### 3.18.2. MATERIAIS E PROCEDIMENTO

Para o estudo do fenómeno de carga-descarga na resistência ao arranque foi utilizada uma areia Toyoura A areia foi ensaiada seca com uma densidade relativa de 80% e apresenta ainda as seguintes características:  $D_{50}=0,19$  mm;  $C_c=1,56$ ;  $e_{max}=0,973$ ;  $e_{min}=0,609$ ;  $e=0,682$ ;  $\phi=42,8$ .

Foram realizados ensaios com duas geogrelhas e uma placa de policarbonato (Quadro 3.30 e Fig. 3.43).

Quadro 3.30 - Características das geogrelhas e da placa (adaptado de Giang et al. 2010)

Propriedade	Geogrelha		Placa
	Aberturas quadradas	Aberturas circulares	
Material	Policarbonato	Policarbonato	Policarbonato
Espessura (mm)	1	1	2
Espaçamento das barras transversais (mm)	60	15	-
Espaçamento das barras longitudinais (mm)	32,5	15	-
Largura das barras longitudinais (mm)	10	5	-
Largura das barras transversais (mm)	10	5	-
Resistência à tração (kN/m)	20,2	14,8	122,4
Rigidez (kN/m)	499	391	1102

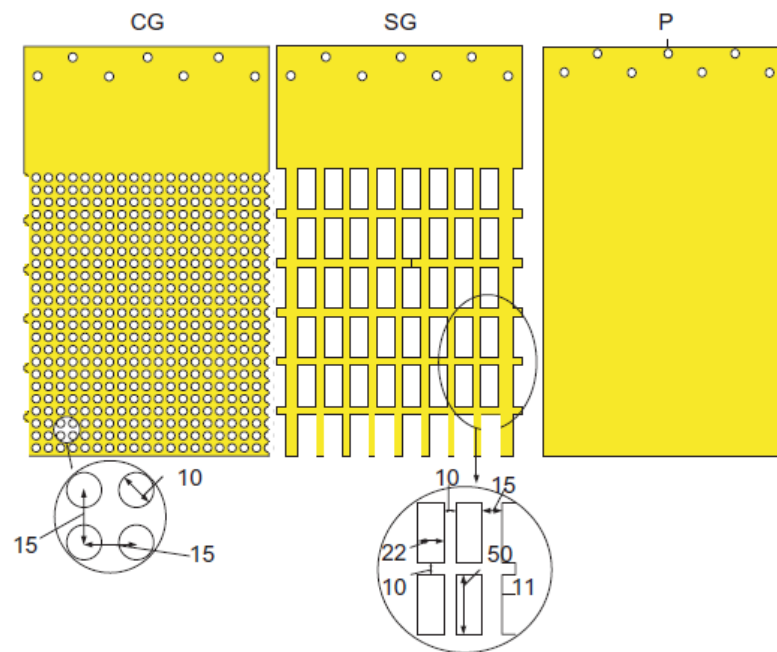


Fig. 3.43 - Estrutura dos geossintéticos (adaptado de Giang et al. 2010)

Os ensaios foram realizados numa caixa de arranque com 0,300m de comprimento, 0,300m de largura e 0,202m de altura. A força de arranque, aplicada por um macaco impulsionado por um parafuso e um motor, foi aplicada a uma velocidade de 1 milímetro por minuto. Foi aplicada uma tensão normal, por um sistema de *air bag*, com valores de 5,2 e 35 kPa.

### 3.18.3. RESULTADOS

Os resultados obtidos, para uma tensão vertical de 35 kPa, para os três geossintéticos ensaiados são apresentados na Fig. 3.44.

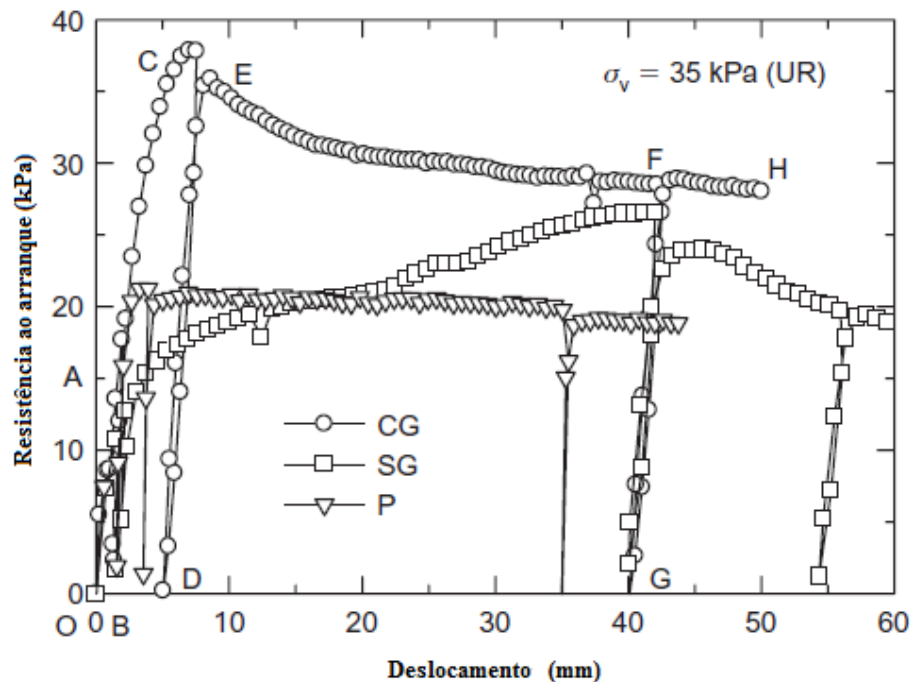


Fig. 3.44 - Deslocamentos obtidos para uma tensão vertical de 35 kPa para cada um dos geossintéticos (adaptado de Giang et al, 2010)

#### 3.18.4. CONCLUSÕES

Os autores concluíram que o processo de carga-descarga reduz a resistência ao arranque das geogrelhas.

Na fase residual o esforço de corte máximo é mobilizado muito perto das superfícies da geogrelha e o processo de carga-descarga não influencia de forma significativa os deslocamentos horizontais na face da geogrelha.

Após as barras da geogrelha sofrerem movimentos transversais o solo fica solto levando a uma diminuição significativa da resistência ao arranque devido ao processo de carga-descarga.

## 4 ESTUDO EXPERIMENTAL

### 4.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo será apresentado o estudo experimental realizado no Laboratório de Geossintéticos (ensaios de arranque) e de Geotecnia (caracterização do RCD) da FEUP. Inicialmente apresenta-se a caracterização dos RCD e as características mais relevantes dos geossintéticos ensaiados. Em seguida apresentam-se as características do equipamento de arranque utilizado, o procedimento de ensaio e cada uma das especificidades de ensaio dos diferentes geossintéticos ensaiados. Na parte final do capítulo são apresentados todos os resultados obtidos e é realizada uma análise comparativa dos mesmos.

### 4.2. CARACTERIZAÇÃO DOS RCD'S

Para uma realização adequada dos ensaios de arranque foi necessária uma caracterização prévia dos RCD's utilizados nos ensaios de arranque, nomeadamente a determinação da curva granulométrica e da curva de compactação de Proctor. Para além destes ensaios foram ainda determinados os índices de vazios máximo e mínimo, a densidade das partículas sólidas e os limites de Atterberg. No âmbito deste trabalho, os RCD's foram caracterizados seguindo a normalização referente aos solos.

Na Fig. 4.1 apresenta-se o aspeto visual dos RCD's envolvidos neste estudo experimental.



Fig. 4.1 – Amostra de RCD

#### 4.2.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica realizada ao RCD em estudo dividiu-se em duas fases. As partículas de maiores dimensões foram peneiradas (dimensão superior a 0,075 milímetros) enquanto a componente mais fina do RCD foi sujeita a um processo de sedimentação (dimensão inferior a 0,075 milímetros). Para a análise granulométrica foi utilizada uma amostra de RCD com 1838,75 gramas.

A fração de RCD mais grossa foi dividida em duas partes: a retida no peneiro n.º 10, com 2 milímetros de abertura, e a passada no mesmo peneiro. A parte do RCD retida no peneiro n.º 10 foi lavada e seca em estufa fazendo-a depois passar pelos peneiros com abertura superior ao n.º 10, fazendo-se apenas uma peneiração manual. A peneiração consiste em submeter os peneiros a movimentos de translação e rotação alternando-se várias vezes o sentido do movimento. No Quadro 4.1 resumem-se os valores das aberturas dos peneiros da série ASTM.

Quadro 4.1 - Peneiros da série ASTM

Peneiros	3"	2"	1,5"	1"	3/4"	3/8"	n.º4
Abertura (mm)	75	50	37,5	25	19	9,5	4,75

Peneiros	n.º10	n.º20	n.º40	n.º60	n.º80	n.º140	n.º200
Abertura (mm)	2	0,85	0,425	0,25	0,18	0,106	0,075

A fração passada no peneiro n.º 10 foi peneirada nos peneiros com abertura inferior ao n.º 10. Devido à elevada dificuldade de realização da peneiração nos peneiros com aberturas muito reduzidas, foi neste caso realizada uma peneiração mecânica (Fig. 4.2).



Fig. 4.2 - Peneirador mecânico

Após a pesagem de todas as frações retidas em cada um dos peneiros obtém-se por comparação à massa total utilizada, a curva granulométrica correspondente à parte mais grossa do RCD (areia e cascalho).

A fração de RCD passada no peneiro de 75 µm foi sujeita a um processo de sedimentação.

Antes de se proceder à sedimentação do RCD é necessário que as partículas do RCD estejam bem desagregadas. Para conseguir esta desagregação misturou-se antifloculante ao RCD para que as partículas se desagregassem. Após se ter aguardado cerca de 24 horas, para que o antifloculante atuasse sobre as partículas, o RCD foi fervido durante 10 minutos e misturado durante 15 minutos utilizando uma misturadora. Após este processo o RCD está pronto para ser sedimentado.

Utiliza-se o peneiro de 75 µm e com o auxílio de um funil lava-se o RCD no peneiro com água destilada para uma proveta, ou seja faz-se passar água pelo RCD para facilitar a passagem das partículas pelo peneiro (Fig. 4.3). Este processo termina quando a água sair limpa do funil significando que já não há mais partículas a passar pelo peneiro.

Depois de se ter a proveta com o RCD e água destilada inicia-se a sedimentação que consiste em agitar a solução durante alguns segundos e em seguida observar durante dois dias o processo de sedimentação das partículas, medindo-se com um densímetro as densidades da mistura ao fim de 1, 2, 5, 15, 30, 60, 250, 1440 e 2880 minutos (Fig. 4.4).



Fig. 4.3 - Peneiro 75 µm com funil e proveta

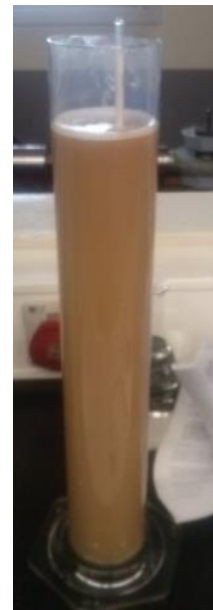


Fig. 4.4 - Proveta com RCD e água destilada. Leitura com densímetro

Obtém-se a curva granulométrica através deste processo utilizando a lei de Stokes, que permite obter a velocidade de sedimentação ( $v_s$ ) através da equação:

$$v_s = \frac{g(\gamma_s - \gamma_w)D^2}{18\eta} \quad (4.1)$$

em que  $g$  é a aceleração da gravidade,  $\gamma_s$  é o peso volúmico do RCD,  $\gamma_w$  é o peso volúmico do líquido utilizado,  $\eta$  é a viscosidade do líquido e  $D$  é o diâmetro de uma partícula esférica, sendo que devido à existência de muitas partículas que não têm a forma esférica é considerado um diâmetro equivalente das partículas. Assim, com as várias leituras obtidas e considerando as diferenças de densidades entre cada leitura, ou seja a quantidade de partículas sedimentadas nesse intervalo,  $t$ . Com a distância percorrida,  $h$  e o tempo é possível determinar a velocidade de sedimentação ( $v=h/t$ ) e sabendo a velocidade através da equação 4.1 o diâmetro ( $D$ ) equivalente das partículas e respetiva curva granulométrica. É importante referir que no cálculo da curva granulométrica são tidas em conta duas correções: a densidade da água destilada utilizada é alterada quando se introduz o antifloculante sendo esta a primeira correção, a segunda tem como objetivo corrigir o erro cometido nas leituras do densímetro devido à impossibilidade de o menisco à superfície não ser visível devido à tonalidade acastanhada que a mistura apresenta.

Na Fig. 4.5 apresenta-se a curva granulométrica obtida para o RCD.

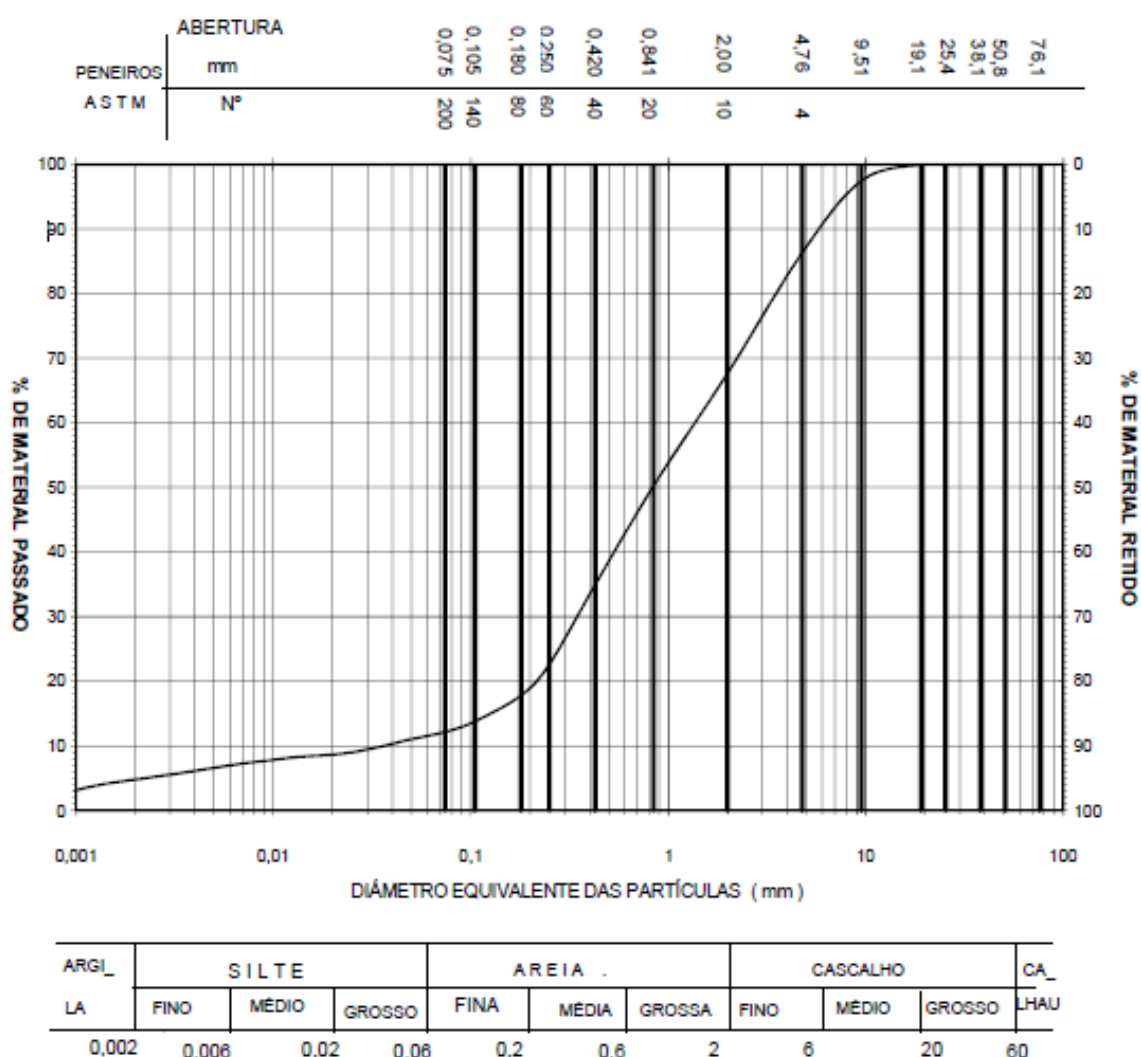


Fig. 4.5 - Curva granulométrica do RCD



#### 4.2.2. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

Para determinar o peso volúmico das partículas sólidas utilizou-se uma amostra de RCD com cerca de 2kg passado no peneiro n.º 4 com abertura de 4,75 milímetros (Fig. 4.6).



Fig. 4.6 - Peneiro n.º4 e RCD

Sendo apenas necessárias 25 a 30 gramas de RCD para cada um dos dois picnómetros utilizados, procedeu-se ao esquartelamento da amostra inicial de 2 quilogramas. O esquartelamento consiste em separar repetidamente o RCD em quatro partes semelhantes e ir rejeitando alternadamente duas partes diagonalmente opostas (Fig. 4.7), até se obter duas partes com um peso aproximado entre 25 a 30 gramas necessário para cada um dos picnómetros.



Fig. 4.7 - Esquartelamento de uma amostra de RCD

Os picnómetros utilizados foram calibrados, tendo-se determinado o seu peso vazio e com água destilada ( $m_3$ ) para uma dada temperatura, sendo depois estes pesos convertidos para pesos correspondentes à temperatura a que se realizou o presente ensaio.

Assim, colocou-se as duas parcelas de RCD resultantes do esquartelamento nos respetivos picnómetros e água destilada até cobrir o RCD deixando-se a repousar 24 horas (Fig. 4.8).

Após repousar um dia colocaram-se os dois picnómetros a ferver durante 10 minutos (Fig. 4.9) e deixou-se repousar até que se atingisse novamente a temperatura ambiente. Após se ter atingido a temperatura ambiente, acrescentou-se água destilada até encher os picnómetros pela marca de

referência visível na Fig. 4.10. Mediu-se a temperatura e pesaram-se os picnômetros com o provete e água destilada ( $m_5$ ).

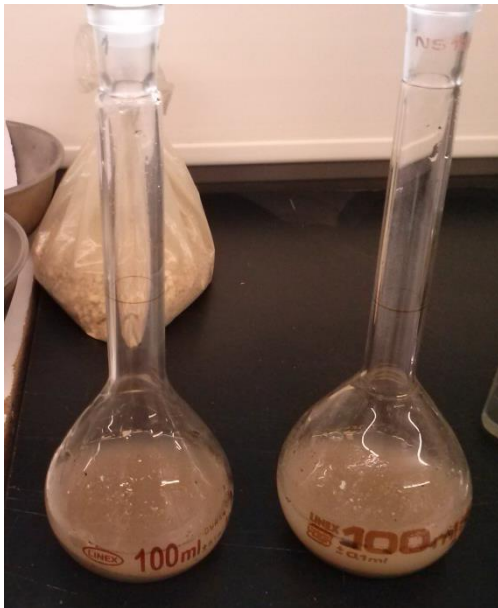


Fig. 4.8 - Picnômetros com RCD e água destilada



Fig. 4.9 - RCD com água destilada a ferver

Para proceder à secagem do material utilizaram-se duas cápsulas previamente pesadas e colocou-se todo o conteúdo presente em cada um dos picnômetros na respetiva cápsula. As cápsulas foram posteriormente colocadas em estufa até estarem completamente secas (Fig. 4.11). Após a secagem foram pesadas obtendo-se, assim, o peso do provete seco ( $m_4$ ), subtraindo o peso da capsula.



Fig. 4.10 - Picnómetro cheio com RCD e água destilada



Fig. 4.11 - Capsulas com RCD seco

Para determinar o peso volúmico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ ) utiliza-se a equação 4.2 para cada um dos dois provetes, sendo depois feita uma média dos dois valores obtidos.

$$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} 9,81 \quad (4.2)$$

Na equação 4.2  $k$  é a razão entre a densidade da água à temperatura do ensaio e a densidade correspondente a 20° C.

O peso volúmico das partículas sólidas obtido para o RCD ensaiado foi de 26,5 kN/m<sup>3</sup>, ou seja de 2,70 g/cm<sup>3</sup>.

#### 4.2.3. ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO ( $e_{MAX}$ ) E MÍNIMO ( $e_{MIN}$ )

A determinação dos índices de vazios máximo e mínimo é realizada em laboratório sequencialmente, ou seja, o índice de vazios mínimo é obtido utilizando o mesmo RCD que é utilizado para o cálculo do índice de vazios máximo. Para a determinação dos índices de vazios foi utilizada uma amostra de RCD previamente seca em estufa, sendo necessário para o ensaio três repetições para cada um dos índices. O resultado final é a média dos três resultados obtidos para cada índice. Para a determinação dos índices de vazios foi utilizado o molde pequeno pois o RCD em estudo não possui partículas superiores a 19,1 milímetros.

##### 4.2.3.1. Determinação de $e_{max}$

Começou-se o ensaio fazendo algumas medições ao molde (Fig. 4.12), altura, diâmetro interior, peso e a espessura da placa colocada sob o RCD.



Fig. 4.12 - Molde pequeno para determinação de  $e_{max}$  e  $e_{min}$

Para determinar o peso volúmico mínimo do RCD apenas é necessário o volume do molde e o peso do RCD que enche o molde com a mínima compactação. Para colocar o RCD dentro do molde utilizou-se um funil e foi-se depositando o RCD lentamente fazendo subir o funil em movimento espiral de modo a que a altura de queda seja a mínima possível e até o RCD estar bem acima da superfície do molde. O RCD acima da superfície do molde é removido cuidadosamente, tendo-se assim a totalidade do volume do molde preenchida com RCD o mais solto possível.

Depois pesa-se o molde e, subtraindo o peso do molde vazio, obtém-se o peso do RCD colocado no seu interior. O peso volúmico mínimo pode ser obtido calculando-se a razão do peso do RCD pelo volume do molde. O índice de vazios máximo pode ser obtido através de da equação:

$$e_{max} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d,min}}{\gamma_{d,min}} \quad (4.3)$$

O valor do índice de vazios máximo obtido para o RCD foi de 0,908.

#### 4.2.3.2. Determinação de $e_{min}$

Para determinar o peso volúmico máximo utiliza-se o molde com RCD com que foi determinado o peso volúmico mínimo. Este molde é então colocado numa mesa vibratória à qual é fixo, coloca-se depois uma placa na superfície e uma alonga, que é fixada ao molde, no interior da qual se coloca uma massa que aplica sobre o RCD uma pressão de 14 kPa (Fig. 4.13). O molde é depois sujeito a uma vibração vertical com a frequência de 50 hertz durante 12 minutos.



Fig. 4.13 - Mesa vibratória com molde e alonga

No final da vibração retira-se a massa e a alonga e fazem-se seis medições do abaixamento da placa colocada na superfície do molde. Com a média destes seis valores e subtraindo o valor da espessura da placa é possível determinar o volume que o RCD ocupa. Sendo a massa de RCD a mesma que se obteve para determinar o índice de vazios máximo, peso volúmico máximo é calculado através da razão entre a massa e o volume.

O valor do índice de vazios mínimo obtido foi de 0,549 que resulta da aplicação da equação 4.4.

$$e_{min} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d,max}}{\gamma_{d,max}} \quad (4.4)$$



#### 4.2.4. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO-PROCTOR

Com o objetivo de obter a curva de compactação do RCD em estudo procedeu-se à realização do ensaio de compactação em laboratório designado por Proctor (1933). Com este ensaio é possível determinar o teor em água ótimo e o peso volúmico seco respetivo.

O ensaio consiste em compactar num molde cilíndrico uma amostra de RCD seca, à qual se acrescenta uma determinada quantidade de água, a compactação é realizada por camadas sendo cada camada compactada com um pilão que, caindo de uma determinada altura, compacta o RCD com várias pancadas.

O tipo de compactação (pilão leve ou pesado) e o tipo de molde (grande ou pequeno) a utilizar em cada ensaio depende da granulometria do material a ensaiar. Assim como o RCD a ensaiar possuía uma quantidade retida no peneiro n.º 4 (4,76 mm) inferior a 20% utilizou-se o molde pequeno (102 milímetros de diâmetro e 117 milímetros de altura) e o pilão leve (2,49 quilogramas). Dado que o ensaio foi realizado de acordo com a especificação LNEC E 197 (1966) foi utilizada apenas a fração do material que passa no peneiro n.º 4.

O RCD foi compactado em três camadas com uma energia de compactação de  $0,59 \text{ kJ/dm}^3$  o que corresponde a uma altura de queda de 305 milímetros. Para um volume do molde de 956 centímetros cúbicos estimou-se que seriam necessários cerca de 2 quilogramas de RCD, passado no peneiro nº4, o qual foi peneirado depois de seco ao ar.

Após estarem definidas todas as condições de ensaio começou-se por fazer uma primeira compactação adicionando-se ao RCD 50 centímetros cúbicos de água (Fig. 4.14).



Fig. 4.14 - Molde com RCD e pilão compactador

Depois de realizada a compactação com as particularidades referidas anteriormente, retira-se a parte superior do molde, rasa-se o molde (Fig. 4.15) e pesa-se o molde com o RCD húmido, sendo depois possível determinar o peso volúmico através da razão deste peso pelo volume do molde.



Fig. 4.15 - Molde com RCD, rasado

Para se obter o teor em água exato da amostra são retiradas duas amostras do provete, uma da base do molde e uma da parte superior, com as quais é calculado depois de secas o teor em água da amostra.

Este procedimento repetiu-se aumentando a água adicionada em 50 centímetros cúbicos, ou seja realizou-se o mesmo procedimento para adições de água de 100, 150, 200, 250, 300, 350 e 400 centímetros cúbicos de água. Cada um destes ensaios corresponderá a um ponto da curva de compactação, utilizando-se o teor em água e o respetivo peso volúmico do RCD para a representação da curva.

Depois de representados todos os pontos obtidos, desenha-se a curva de compactação (Fig. 4.16), fazendo um ajuste aos pontos obtidos para o ramo seco e húmido. De referir que alguns pontos por não estarem no mesmo alinhamento que os restantes não foram representados, este facto resulta da elevada dificuldade de obter uma mistura homogénea quando a quantidade de água acrescentada é muito reduzida.

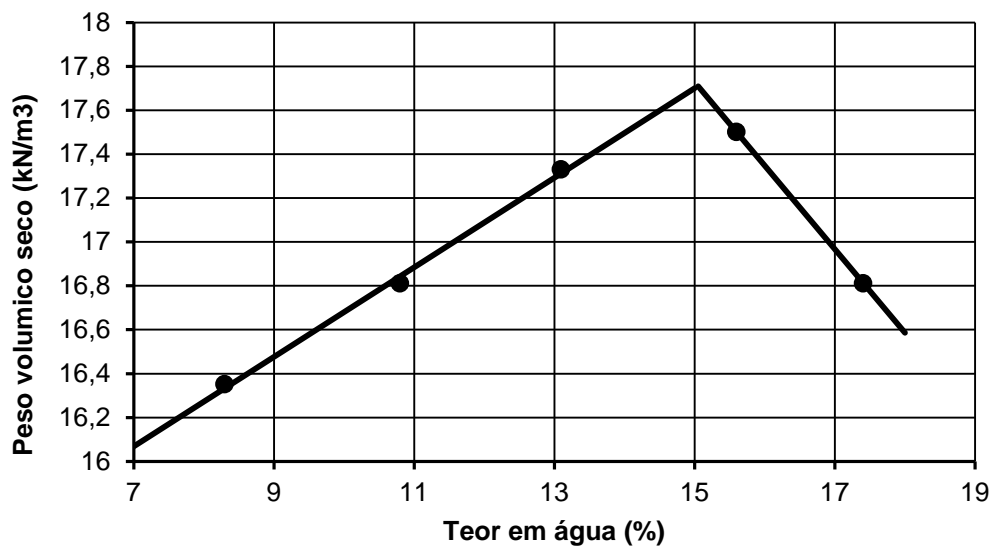


Fig. 4.16 - Curva de compactação

Para o RCD em estudo obtiveram-se um teor em água ótimo de 15% ao qual corresponde um peso volúmico seco de  $17,7 \text{ kN/m}^3$ .

Devido ao facto dos valores obtidos com o ensaio realizado serem referentes apenas às partículas passadas no peneiro nº 4 e por isso não serem representativos de toda a amostra, nos ensaios de arranque utilizaram-se os valores obtidos num outro ensaio realizado sem qualquer restrição de granulometria. Assim, para a realização dos ensaios de arranque assumiu-se que o RCD apresenta um teor em água ótimo de 12,5% e um peso volúmico seco máximo de  $19,2 \text{ kN/m}^3$ .

#### 4.2.5. LIMITES

Para a determinação dos limites de Atterberg utilizou-se uma fração de RCD passado no peneiro n.º 4 (abertura de 4,75 milímetros).

À amostra de RCD acrescentou-se água para que este formasse uma pasta consistente, a qual se colocou na concha de Casagrande. Com um riscador é executado um sulco na pasta e posteriormente a concha é deixada cair repetidamente de uma determinada altura até que o sulco se feche. Devido à pouca plasticidade do RCD em estudo não foi possível executar este procedimento, pois o RCD rapidamente fechava o sulco. Concluindo-se assim que o RCD é não plástico.

#### 4.3. GEOSSINTÉTICOS

No estudo experimental foram utilizados três geossintéticos: um geocompósito de reforço GCR e duas geogrelhas uniaxiais: GG1 e GG2.

Na escolha de cada uma dos geossintéticos a principal característica a ter em conta foi a resistência à tração, tendo sido escolhidos geossintéticos com resistências à tração semelhantes.

#### 4.3.1. GCR – GEOCOMPÓSITO DE REFORÇO

O geocompósito (Fig. 4.17) utilizado tem resistência elevada apenas numa direção, tratando-se portanto de um geocompósito uniaxial. Este geocompósito é composto por fibras de poliéster de elevada resistência ligadas a um geotêxtil não tecido.

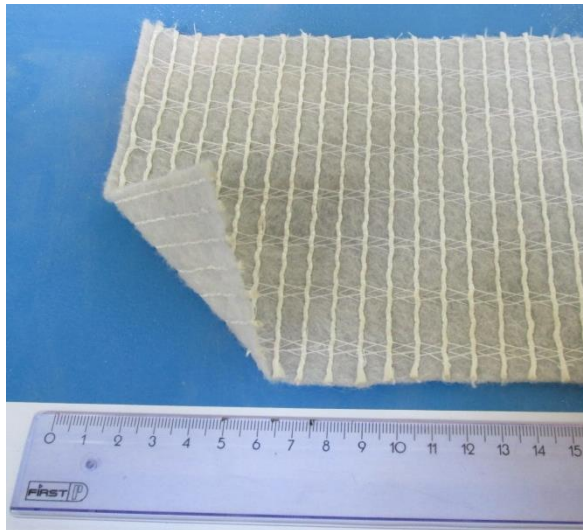


Fig. 4.17 – Aspeto visual do geocompósito de reforço

Este material tem como principal fim ser utilizado como material de reforço, sendo caracterizado pela sua longevidade no tempo. No Quadro 4.2 são apresentadas as principais características do geocompósito utilizado fornecidas pela ficha técnica do produtor.

Quadro 4.2 - Características do geocompósito (MD - direção de fabrico; CD - direção perpendicular à de fabrico)

Geossintético	Resistência à tração		Extensão (%)		Espessura (mm)	Dimensão das aberturas (μm)	Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )
	MD (kN/m)	CD (kN/m)	MD (%)	CD (%)			
Geocompósito	79	12	10	85	2,3	95	340

#### 4.3.2. GG1 – GEOGRELHA 1

A GG1 (Fig. 4.18) é uma geogrelha uniaxial fabricada a partir de folhas de polietileno de alta densidade. No seu processo de fabrico as folhas de polietileno são perfuradas e estiradas, de modo a serem obtidas boas resistências à tração a longo prazo, sendo a principal aplicação deste tipo de geossintético o reforço.



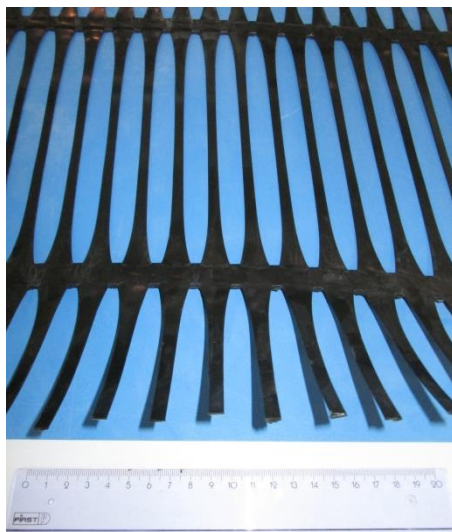


Fig. 4.18 – Aspeto visual da geogrelha 1 (GG1)

Na Fig. 4.19 e Fig. 4.20 são apresentadas em pormenor as dimensões da GG1, cujos valores são apresentados no Quadro 4.3. As restantes características da GG1 são apresentadas no Quadro 4.4.

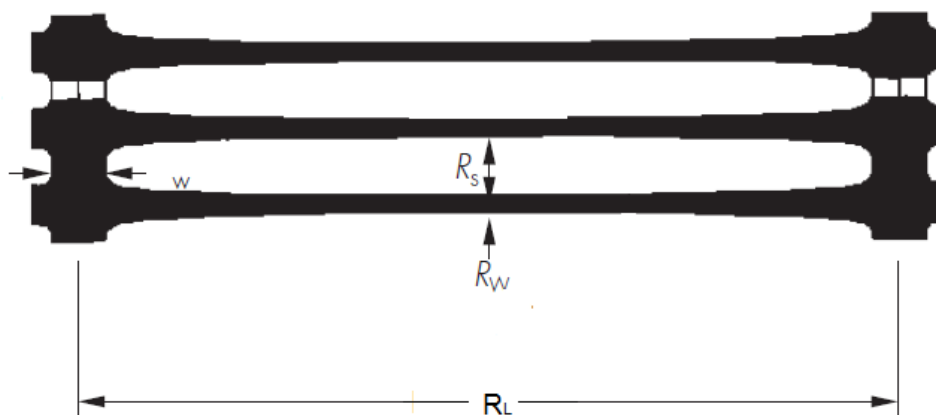


Fig. 4.19 - GG1 (plano)

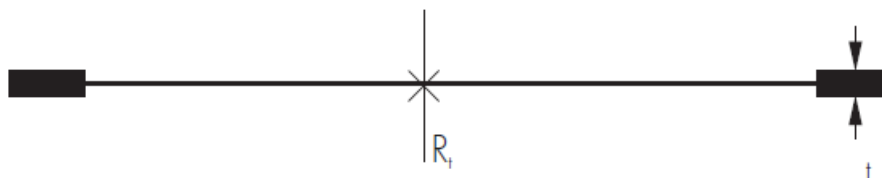


Fig. 4.20 - GG1 (corte)

Quadro 4.3 - Dimensões da GG1

Dimensão	GG1
$R_L$ (mm)	235
$R_W$ (mm)	6
$R_t$ (mm)	1,1
$R_s$ (mm)	16
w (mm)	16
t (mm)	2,6

Quadro 4.4 - Características da GG1

Geossintético	Resistência à tração (kN/m)	Extensão para $T_{max}$ (%)	Massa por unidade de área ( $g/m^2$ )
Geogrelha 1	68	$11 \pm 3$	450

#### 4.3.3. GG2 – GEOGRELHA 2

A GG2 (Fig. 4.21) é uma geogrelha uniaxial, fabricada em poliéster. Destina-se a desempenhar a função de reforço em aterros reforçados. A geogrelha é formada por barras longitudinais e transversais soldadas de poliéster transparente extrudido.

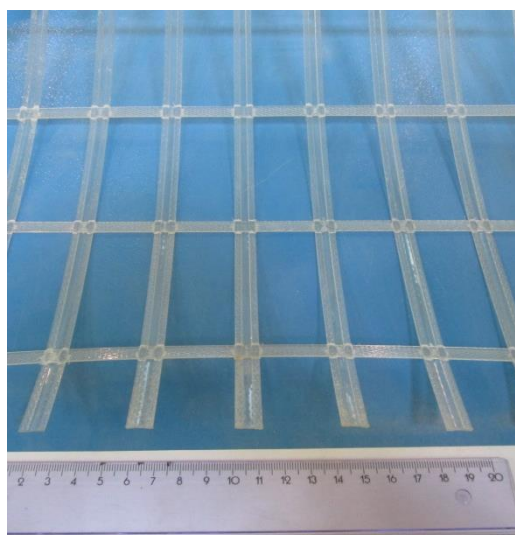


Fig. 4.21 – Aspeto visual da geogrelha 2 (GG2)

As dimensões das aberturas e das barras são definidas no Quadro 4.5 e ilustradas na Fig. 4.22. A resistência à tração, a extensão correspondente e a massa por unidade de área são definidas no Quadro 4.6.

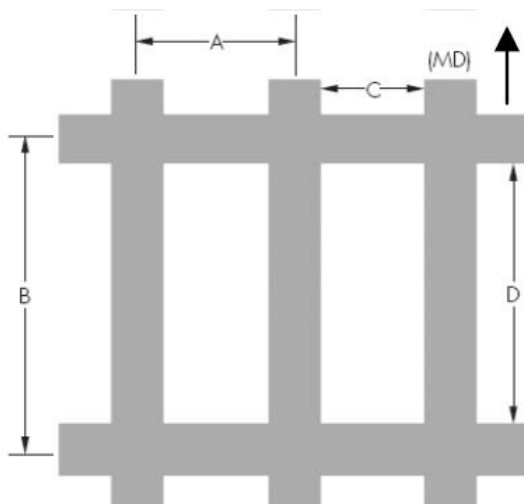


Fig. 4.22 - Dimensões da GG2 (MD - direção de fabrico)

Quadro 4.5 - Dimensões da GG2

Geossintético	Dimensões da geogrelha	
	Dimensão da geogrelha (AxB) (mm)	Dimensão das aberturas (Cx D) (mm)
Geogrelha 2	40X80	30X73

Quadro 4.6 – Características da GG2

Geossintético	Resistência à tração (kN/m)	Extensão para $T_{max}$ (%)	Massa por unidade de área ( $g/m^2$ )
Geogrelha 2	80	$\leq 8$	380

#### 4.4. BREVE DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO E PROCEDIMENTO DE ENSAIO

##### 4.4.1. EQUIPAMENTO UTILIZADO

O equipamento de arranque utilizado no presente estudo experimental encontra-se no Laboratório de Geossintéticos da FEUP (Fig. 4.23), no qual já se realizaram diversos ensaios de arranque para o estudo da interação solo-geossintético.



Fig. 4.23 - Equipamento de arranque do Laboratório de Geossintéticos da FEUP

#### 4.4.1.1. Caixa de arranque

A caixa de arranque utilizada tem 1,53m de comprimento, 0,90m de largura e 0,65m de altura útil. As paredes do equipamento são compostas por vários perfis metálicos, a base é rígida, sendo usada uma placa superior de madeira, sob a qual se coloca uma placa de neoprene.

A caixa de arranque possui uma manga metálica com 0,48m de largura, 0,2 de comprimento e 0,11 de altura (Fig. 4.24), cujo objetivo é minimizar o efeito que a parede frontal causa nos resultados. Como refere a NP 13738 durante o ensaio, o deslocamento do provete poderá criar uma carga na parede frontal rígida. Esta carga poderá também produzir resultados anómalos, uma vez que os campos de tensão não conseguem desenvolver-se completamente. A tensão vertical poderá também aumentar, devido ao atrito na parede frontal e ao efeito de arco. Para minimizar estes fenómenos deverá ser utilizada uma manga metálica colocada na entrada da caixa com um comprimento mínimo de 200mm.

Os geossintéticos a ensaiar são introduzidos na caixa de arranque através desta manga.



Fig. 4.24 – Aspeto da manga metálica no interior da caixa de arranque

#### 4.4.1.2. Sistema de aplicação da força de arranque

A força de arranque é aplicada por um sistema hidráulico, com uma velocidade uniforme, devendo a linha da força de arranque ser coincidente com o plano do provete.

A força de arranque é aplicada ao geossintético através de uma pega, sendo possível a utilização de duas pegas diferentes: uma pega cilíndrica para geossintéticos flexíveis (Fig. 4.25a), ou seja, geossintéticos que se possam enrolar facilmente sem que não sofram danos estruturais e uma pega em cunha para geossintéticos mais rígidos (Fig. 4.25b), como grande parte das geogrelhas. Ambas as pegas utilizadas são metálicas sendo que na pega cilíndrica é utilizado um geotêxtil na zona de fixação do geossintético para que haja uma melhor aderência entre o geossintético e a pega.



a)



b)

Fig. 4.25 - Pegas do equipamento de arranque: a) pega cilíndrica; b) pega em cunha

#### 4.4.1.3. Sistema de aplicação da tensão normal

A tensão normal é aplicada na camada superior do solo, uniformemente e deve ser constante durante o ensaio. No equipamento de arranque utilizado a tensão normal é aplicada utilizando cilindros calcadores (Fig. 4.26c), aplicando a carga através de numa placa de madeira, colocando-se entre o solo e a placa de madeira uma placa de neoprene. A tensão normal é aplicada por dez cilindros calcadores



(Fig. 4.26a) sendo que sob um é colocada uma célula de carga que mede a tensão normal aplicada (Fig. 4.26b).



a)



b)



c)

Fig. 4.26 - Aplicação da tensão normal: a) sistema de aplicação da tensão normal; b) célula de carga; c) cilindro calcador

#### 4.4.1.4. Indicadores de deslocamento

O deslocamento do provete é medido na garra e, caso necessário, poderão também registrar-se deslocamentos internos em várias posições ao longo do geossintético.

Na garra, os deslocamentos são medidos utilizando um extensômetro (Fig. 4.27a). Ao longo do geossintético os deslocamentos são medidos recorrendo a cinco potenciômetros (Fig. 4.27b), sendo possível a colocação de potenciômetros de dois tipos: potenciômetros para geogrelhas que são apenas encaixados na geogrelha (Fig. 4.28b) e potenciômetros para geotêxteis ou geocompositos que são fixos ao provete através de parafusos (Fig. 4.28a).



a)



b)

Fig. 4.27 - Indicadores de deslocamento: a) extensômetro; b) potenciômetros



a)



b)

Fig. 4.28 - Medidores de deslocamento ao longo do provete: a) potenciômetros de parafuso; b) potenciômetros de encaixe

#### 4.4.1.5. Recolha de dados

Os dados são recolhidos num computador através de um software específico para ensaios de arranque, no qual são introduzidos os valores da tensão normal e da velocidade de arranque pretendidas.

No programa é possível, durante o ensaio, controlar o deslocamento na pega e o valor da força de arranque, sendo possível visualizar um gráfico força-deslocamento ao longo do ensaio. É possível, ainda, controlar os deslocamentos dos potenciômetros e o valor da tensão normal.

Após a conclusão do ensaio, os resultados fornecidos pelo software são referentes à força de arranque e aos deslocamentos ao longo do tempo. É ainda fornecida a variação da tensão normal ao longo do ensaio, para assim ser possível controlar a existência de valores de tensão de confinamento fora do intervalo pretendido.

#### 4.4.2. PROCEDIMENTO DO ENSAIO

##### 4.4.2.1. Preparação do solo

Como se referiu anteriormente, foram usados na definição das condições de ensaio os valores de um ensaio Proctor realizado sem qualquer restrição de granulometria. Assim, assumiu-se que este RCD apresenta um teor em água ótimo de 12,5% e um peso volúmico seco máximo de  $19,2 \text{ kN/m}^3$ . Com base nestes valores, optou-se pela realização de ensaios de arranque com um peso volúmico seco correspondente a 90% do peso específico seco máximo ( $17,3 \text{ kN/m}^3$ ) e com teor em água ótimo (12,5%).

Após definidas as condições com que o RCD seria ensaiado, constatou-se que os lotes de RCD a utilizar não se encontravam completamente secos. Assim, começou-se por determinar o teor em água apresentado pelo RCD armazenado em laboratório. O valor médio do teor em água registado em diversas amostras foi de 6,0%. Sendo impossível por condicionamentos de tempo e de disponibilidade da estufa secar um volume mínimo de RCD necessário para a realização dos ensaios de arranque, acrescido do facto de a secagem em estufa poder alterar o próprio RCD, optou-se então por acrescentar ao RCD apenas 6,5% de água, perfazendo assim, teoricamente, um teor em água de 12,5%.

A amassadura do RCD foi efetuada por camadas, tendo sido consideradas quatro camadas, duas inferiores à zona de colocação do provete e duas superiores. O volume das camadas é simétrico pois a camada inferior e superior possuem um volume de  $0,20655 \text{ m}^3$ , enquanto as camadas intermédias devido à presença da manga têm  $0,20127 \text{ m}^3$  de volume. Tendo em conta os volumes das camadas foi calculada a quantidade necessária de RCD a utilizar por camada, bem como a quantidade de água correspondente. A amassadura foi realizada utilizando uma betoneira e cada uma das camadas foi colocada num recipiente fechado para que a quantidade de água perdida fosse mínima.

Devido à elevada heterogeneidade do teor em água que os lotes de RCD possuíam foram obtidos, como se verá posteriormente, valores do teor em água iniciais um pouco superiores aos 12,5% pretendidos.

##### 4.4.2.2. Colocação e compactação do solo (camadas inferiores)

A compactação do RCD foi realizada em subcamadas, sendo cada uma das quatro camadas subdivididas em três camadas de 5cm cada. Assim, o RCD foi colocado no interior da caixa e após colocação de cada camada de 5cm, o material foi nivelado e compactado utilizando um compactador metálico manual (Fig. 4.29), até que se atingisse aproximadamente os 5cm de altura de RCD de cada uma das subcamadas.





Fig. 4.29 - Compactador utilizado para compactar o RCD

Este procedimento é repetido até que as duas primeiras camadas de 15cm cada estejam compactadas e niveladas perfazendo uma altura de 30cm de RCD (Fig. 4.30). Neste momento o RCD encontra-se ao nível da ranhura da manga metálica e está pronto para que o provete de geossintético seja colocado.



a)



b)

Fig. 4.30 - Compactação das camadas inferiores: a) camada inferior; b) camada intermédia inferior (nível de colocação do geossintético)

#### 4.4.2.3. Colocação do provete

Após o corte do provete com as dimensões pretendidas (devendo o comprimento do geossintético confinado igualar três vezes a largura considerada), procede-se à sua amarração à pega (GCR e GG2 – pega cilíndrica; GG1 – pega em cunha), sendo importante o provete estar centrado, nivelado e bem amarrado para que não ocorram escorregamentos durante o ensaio. Depois o provete é colocado no interior da caixa de arranque através da ranhura da manga metálica. Com o provete bem esticado,

desloca-se a pega para o interior da manga metálica até ao máximo deslocamento possível da mesma (590mm).

Nesta fase, caso se pretenda utilizar os potenciómetros, estes são ligados ao geossintético (Fig. 4.31). Como já se referiu, nas geogrelhas são utilizados potenciómetros que são colocados por encaixe, enquanto nos geotêxteis ou geocompositos os potenciómetros utilizados são aparafusados ao geossintético.



Fig. 4.31 - Colocação do provete com os potenciómetros de parafuso

#### 4.4.2.4. Colocação e compactação do solo (camadas superiores)

Esta fase do procedimento de ensaio é semelhante à descrita em 4.4.2.2, enchendo-se agora a parte superior da caixa (Fig. 4.32). De notar apenas o especial cuidado que deve ser tido na subcamada a colocar imediatamente acima do geossintético, pois é importante garantir que o geossintético esteja bem esticado, e esta subcamada deverá ser um pouco mais espessa para que durante a sua compactação os potenciómetros não sejam danificados.



Fig. 4.32 - Compactação das camadas superiores: a) camada intermédia superior; b) camada superior

#### 4.4.2.5. Aplicação da tensão normal

Quando a caixa de arranque se encontra com todo o RCD no seu interior, deve proceder-se à aplicação da tensão normal. Nos cerca de 5 a 6cm restantes entre a camada final de RCD e o topo da caixa, são colocadas uma placa de neoprene e uma placa de madeira ocupando assim a altura restante da caixa de arranque. De seguida monta-se a estrutura de aplicação da tensão normal constituída por 10 cilindros calcadores, sendo que dois cilindros já se encontram fixos à caixa (visíveis na Fig. 4.32). São ainda colocados apoios entre estes e a placa de madeira para que a placa de madeira não seja danificada pelos cilindros. Por fim os potenciómetros são fixos às suas posições de início de ensaio.

#### 4.4.2.6. Ensaio

Após realização de todas as tarefas descritas anteriormente é necessário apenas dar início ao ensaio, utilizando para tal o software do equipamento. Deve indicar-se a utilização, ou não, de potenciómetros, a tensão normal pretendida, a velocidade de arranque pretendida (todos os ensaios foram realizados a uma velocidade de arranque de 2mm/s) e pode dar-se início ao ensaio propriamente dito.

O ensaio termina quando a força de arranque atinge valores pouco significativos ou valores de deslocamentos suficientes para a análise pretendida.

#### 4.4.2.7. Esvaziamento da caixa de arranque

Considera-se que o ensaio não termina sem que se proceda ao esvaziamento da caixa de arranque. Começa-se por retirar o mecanismo da parte superior da caixa referente à aplicação da tensão normal. De seguida, o RCD é retirado da caixa por camadas, recolocando-o nos recipientes também por camadas. De cada uma das quatro camadas é retirada uma amostra de RCD para posteriormente ser calculado o teor em água de cada camada e assim ser controladas as perdas de água ao longo dos ensaios e, caso necessário, serem feitas as devidas compensações de água. O principal cuidado a ter no

esvaziamento da caixa é na remoção da camada imediatamente acima do geossintético para que este possa ser retirado nas condições mais próximas às que se encontrava no final do ensaio.

#### **4.5. PROGRAMA EXPERIMENTAL DE ENSAIOS DE ARRANQUE**

O objetivo principal dos ensaios de arranque realizados é estudar o comportamento de interfaces RCD/geossintético. Para que fosse possível a comparação do comportamento de diversas interfaces, foram utilizados diferentes tipos de geossintéticos: duas geogrelhas uniaxiais e um geocompósito de reforço.

Foram realizados ensaios com diferentes valores da tensão de confinamento (10kPa e 25kPa), para que se pudesse concluir acerca da influência deste fator na resistência ao arranque. A influência da utilização de potenciômetros foi outro dos fatores analisados, tendo-se realizado para cada uma das três repetições de ensaio, exigidas pela norma de ensaios de arranque, um ensaio sem a colocação dos potenciômetros. Por fim avaliou-se o efeito da presença das barras transversais na geogrelha GG2, realizando-se um ensaio para cada um dos valores da tensão de confinamento (10kPa e 25kPa) em que as barras transversais da geogrelha foram removidas.

No Quadro 4.7 resumem-se todos os ensaios realizados e as respectivas condições. Em todos os ensaios realizados foram utilizadas condições semelhantes para o RCD (peso volúmico seco de  $17,3 \text{ kN/m}^3$  e um teor em água a variar entre 12,2% e 14,3%).

Quadro 4.7 – Plano dos ensaios de arranque realizados (s/transv. = sem barras transversais)

Solo	Peso volúmico seco do RCD (kN/m <sup>3</sup> )	Geossintético (provete)	Tensão normal (kPa)	Potenciômetros
RCD	17,3	GCR (1)	10	Sim
		GCR (2)		Não
		GCR (3)		Sim
RCD	17,3	GCR (1)	25	Sim
		GCR (2)		Não
		GCR (3)		Sim
RCD	17,3	GG1 (1)	10	Sim
		GG1 (2)		Não
		GG1 (3)		Sim
RCD	17,3	GG1 (1)	25	Sim
		GG1 (2)		Não
		GG1 (3)		Sim
RCD	17,3	GG2 (1)	10	Não
		GG2 (2)		Não
		GG2 (3)		Não
		GG2 (s/transv.) (4)		Não
RCD	17,3	GG2 (5)	25	Sim
		GG2 (1)		Não
		GG2 (2)		Não
		GG2 (3)		Não
		GG2 (s/transv.) (4)		Não

#### 4.5.1. PORMENORES DOS ENSAIOS REFERENTES À INTERFACE RCD/GCR

Nos ensaios realizados com o geocompósito GCR foram utilizados provetes com 1,00m de comprimento e 0,33m de largura. Para este geossintético foi utilizada a pega cilíndrica devido à sua flexibilidade e por ser facilmente enrolado.

Em dois dos três ensaios realizados para cada uma das tensões normais, foram utilizados os 5 potenciômetros para registrar os deslocamentos ao longo do comprimento dos reforços, cujas posições se encontram definidas na Fig. 4.33. Os potenciômetros têm entre si afastamentos no sentido transversal iguais a 5,5cm.

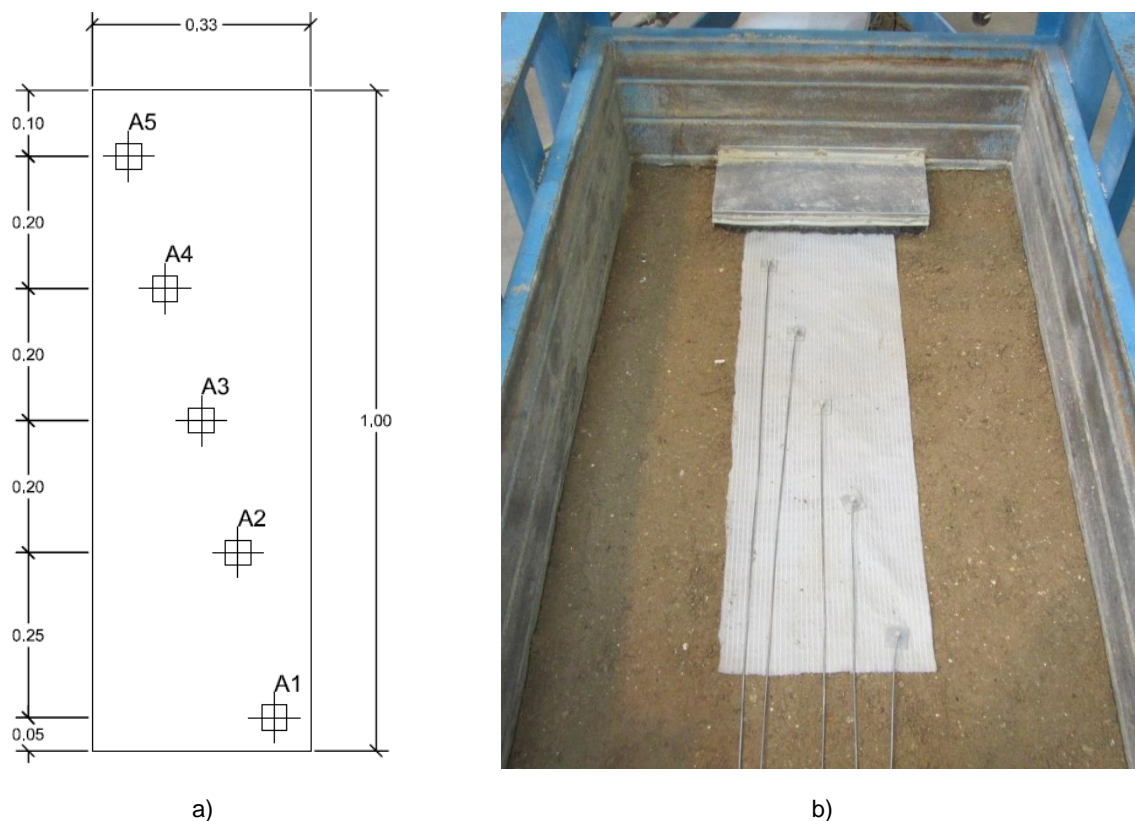


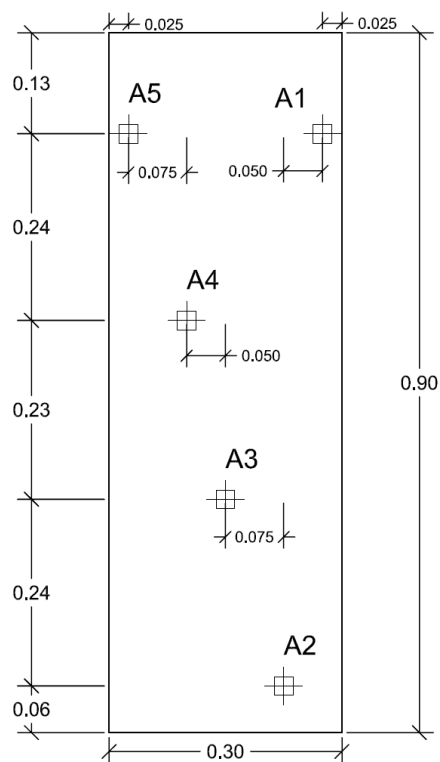
Fig. 4.33 - Posições dos potenciômetros no GCR: a) esquema; b) fotografia dos potenciômetros instalados

#### 4.5.2. PORMENORES DOS ENSAIOS REFERENTES À INTERFACE RCD/GG1

Os provetes da geogrelha GG1 tinham dimensões de 0,90m de comprimento e 0,30m de largura. Para este geossintético foi utilizada a pega em cunha, por se tratar de um geossintético bastante rígido, nomeadamente na parte das barras transversais. Devido à sua maior espessura, utilizou uma destas barras transversais para prender a geogrelha à pega.

Devido ao número reduzido de barras longitudinais optou-se pela colocação de dois potenciômetros na zona próxima da manga metálica, colocando-se os restantes 3 potenciômetros distribuídos ao longo do comprimento da geogrelha (Fig. 4.34). Nesta geogrelha foram utilizados os potenciômetros de encaixe. Dos três ensaios realizados para cada um dos valores das duas tensões normais, em um deles não se instalaram potenciômetros.





a) b)  
Fig. 4.34 - Posições dos potenciômetros na GG1: a) esquema; b) fotografia

#### 4.5.3. PORMENORES DOS ENSAIOS REFERENTES À INTERFACE RCD/GG2

A geogrelha GG2, como ainda não tinha sido alvo de ensaios de arranque no Laboratório de Geossintéticos da FEUP, provocou algumas dificuldades na escolha da pega e no modo como a geogrelha iria ser colocada na pega. Devido à aparente fragilidade das ligações soldadas das barras transversais às barras longitudinais, optou-se inicialmente por utilizar a pega em cunha.

Assim, começou-se por realizar um primeiro ensaio nas mesmas condições que as realizadas com a geogrelha GG1. Verificou-se que com a pega de cunha ocorreu escorregamento da geogrelha na pega durante a fase de arranque. Para tentar evitar este fenómeno e para que ocorresse uma maior aderência entre a pega e a geogrelha, colou-se à geogrelha um geotêxtil na parte em que esta é fixa à pega. Mesmo com esta alteração a geogrelha escorregou da pega durante o ensaio (Fig. 4.35).

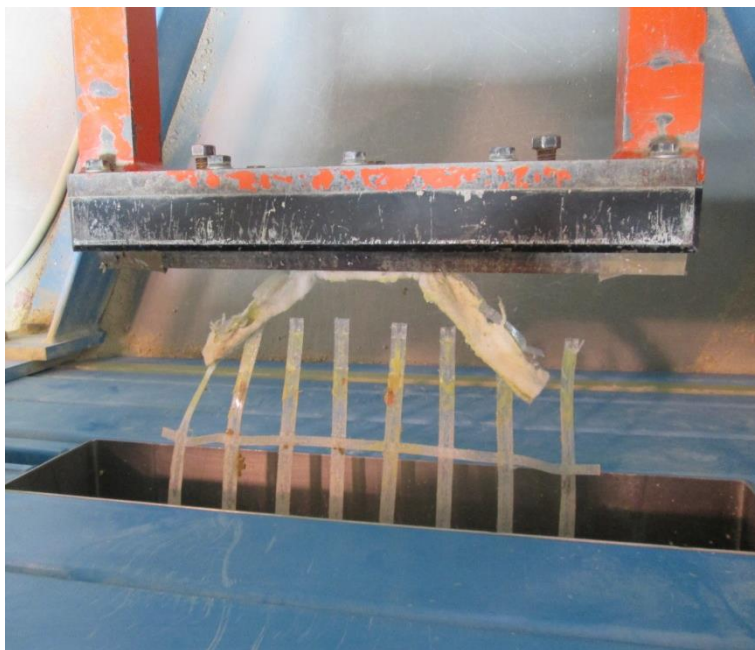


Fig. 4.35 - Escorregamento da geogrelha GG2 da pega de cunha

Sem mais soluções para utilizar a pega em cunha, passou-se a utilizar a pega cilíndrica. Fez-se a colagem de um geotêxtil na zona de contacto, e não se enrolou totalmente a geogrelha, pois optou-se pela colocação de uns pequenos pregos metálicos em todas as barras longitudinais na zona imediatamente antes à zona de contacto geogrelha/pega. No primeiro ensaio realizado nestas condições, verificou-se que apenas uma barra longitudinal sofreu rotura muito perto da zona de contacto geogrelha/pega. Como a barra danificada era uma das barras de extremidade, optou-se por repetir o ensaio nas mesmas condições, mas agora retirando uma barra longitudinal de cada um dos lados do provete, diminuindo assim o comprimento de provete confinado e diminuindo consequentemente a força de arranque máxima. O resultado não foi positivo pois os pregos rasgaram as barras longitudinais às quais estavam pregados.

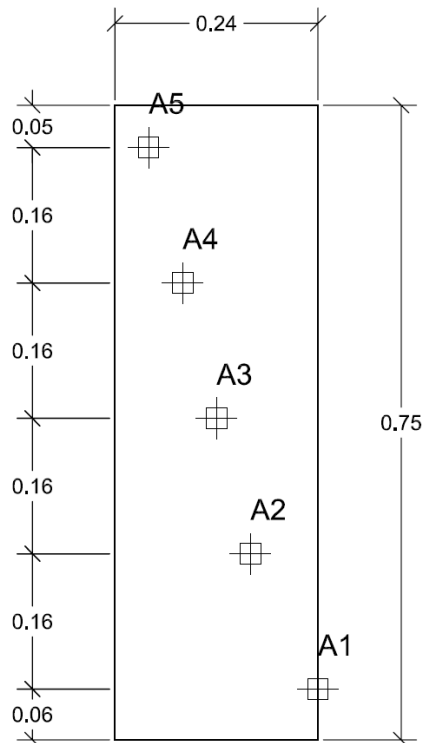
Por fim, optou-se por utilizar um procedimento semelhante ao utilizado para o GCR, com a diferença de que na zona de contacto pega/geogrelha foi colado um geotêxtil à geogrelha para melhorar a aderência nesta zona e foram retiradas uma barra longitudinal de cada um dos lados do provete e diminuído o respetivo comprimento de provete confinado (Fig. 4.36). Com esta solução obtiveram-se os resultados esperados.





Fig. 4.36 - Solução adotada para ensaiar a GG2

A geogrelha GG2 foi ensaiada com 0,75m de comprimento confinado e 0,24m de largura. Os cinco potenciômetros colocados ao longo da GG2 têm as posições definidas na Fig. 4.37. Como se verá de seguida, o efeito da colocação dos potenciômetros nesta geogrelha não é desprezável, pelo que na maioria dos ensaios de arranque realizados com esta geogrelha estes elementos não foram instalados (Quadro 4.7).



a)



b)

Fig. 4.37 - Posições dos potenciômetros na GG2: a) esquema; b) fotografia

#### 4.6. ANÁLISE DE RESULTADOS

Para determinar a tensão de confinamento ao nível da interface, à tensão normal total aplicada ao provete pelos cilindros calcadores, deve ser adicionada uma parcela referente ao solo que se encontra sob o provete (equação 4.5). Assim, todas as referências a tensões normais aplicadas referem-se apenas à tensão normal aplicada ( $\sigma_a$ ) pelos cilindros calcadores, sendo a real tensão aplicada ( $\sigma_n$ ) resultado da soma desta com a tensão aplicada pelo RCD acima do provete ( $\sigma_s$ ).

$$\sigma_n = \sigma_s + \sigma_a \quad (4.5)$$

A tensão,  $\sigma_s$  é definida pelo produto do peso volúmico do RCD (17,3 kN/m<sup>3</sup>) pela altura de material acima do geossintético (0,30m referente às duas camadas superiores), obtendo-se assim em todos os ensaios realizados um acréscimo de tensão normal de 5,19 kPa.

A força de arranque máxima obtida diretamente nos resultados de ensaio refere-se à largura do provete ensaiado e é fornecida em kN ( $F_{ar}$ ). Para que haja uma uniformidade do valor da força de arranque e para que estes valores possam ser comparados para diferentes geossintéticos ensaiados, calculam-se valores de resistência por metro de largura do geossintético (P). O cálculo da resistência ao arranque (P) é realizado de forma distinta para geotêxteis, barreiras geossintéticas e geotiras e em geogrelhas, georredes e outras estruturas abertas. Nos geotêxteis e outros materiais contínuos ensaiados com uma largura B, a resistência ao arranque (P) é obtida pela equação 4.6:

$$P = \frac{F_{ar}}{B} \quad (4.6)$$

Para geogrelhas, georredes, ou outras estruturas abertas, utiliza-se a equação 4.7 para calcular a resistência ao arranque por metro de largura da geogrelha:

$$P = \frac{F_{ar} \times n_p}{n_m} \quad (4.7)$$

onde  $n_p$  é o número de barras na largura do provete ensaiado e  $n_m$  é o número de barras existentes num metro de largura de provete.

Assim, todos os resultados apresentados de seguida se referem à resistência ao arranque por metro de largura do geossintético (expressa em kN/m), para que possa haver uma comparação de resultados para os diferentes geossintéticos ensaiados.

##### 4.6.1. INTERFACE RCD/GCR

Com o GCR foram realizados seis ensaios de arranque, três para uma tensão normal de 10kPa e três para uma tensão normal de 25kPa (Quadro 4.7).

Na Fig. 4.38 apresentam-se as curvas força de arranque/deslocamento de arranque para os três provetes ensaiados para uma tensão de confinamento de 10kPa. Para avaliar o efeito da colocação dos

potenciômetros sobre a resistência ao arranque, o provete 2 foi ensaiado sem instalação destes transdutores.

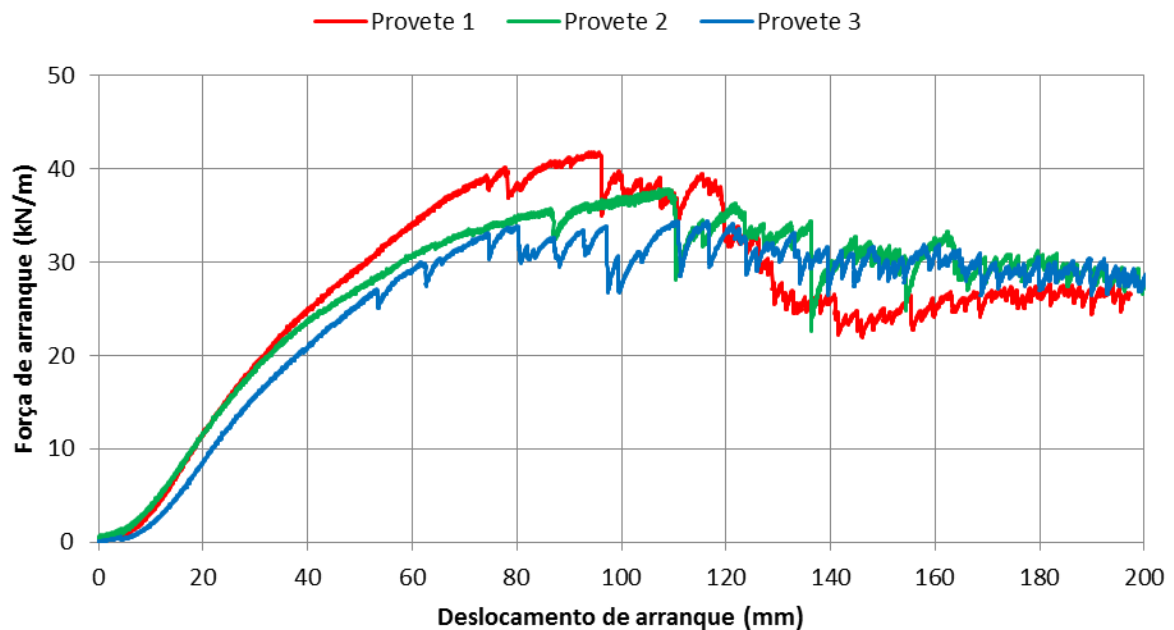


Fig. 4.38 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 10kPa

Analisando a Fig. 4.38 verifica-se que não existem diferenças muito significativas entre os ensaios realizados com potenciômetros e o ensaio realizado sem os mesmos. A resistência máxima obtida para o provete 2 (sem potenciômetros) encontra-se entre os valores da resistência obtida para os provetes ensaiados com potenciômetros. As curvas apresentadas na Fig. 4.38 evidenciam, ainda, que quando a força se aproxima da resistência máxima ocorrem variações bruscas no valor da força, que correspondem à rotura por tração dos filamentos de poliéster que compõe o GCR.

Na Fig. 4.39 apresenta-se para o provete 3 ensaiado com tensão normal de 10kPa, a curva de variação de deslocamentos no interior do provete, para cada um dos cinco potenciômetros colocados ao longo do provete (Fig. 4.33).

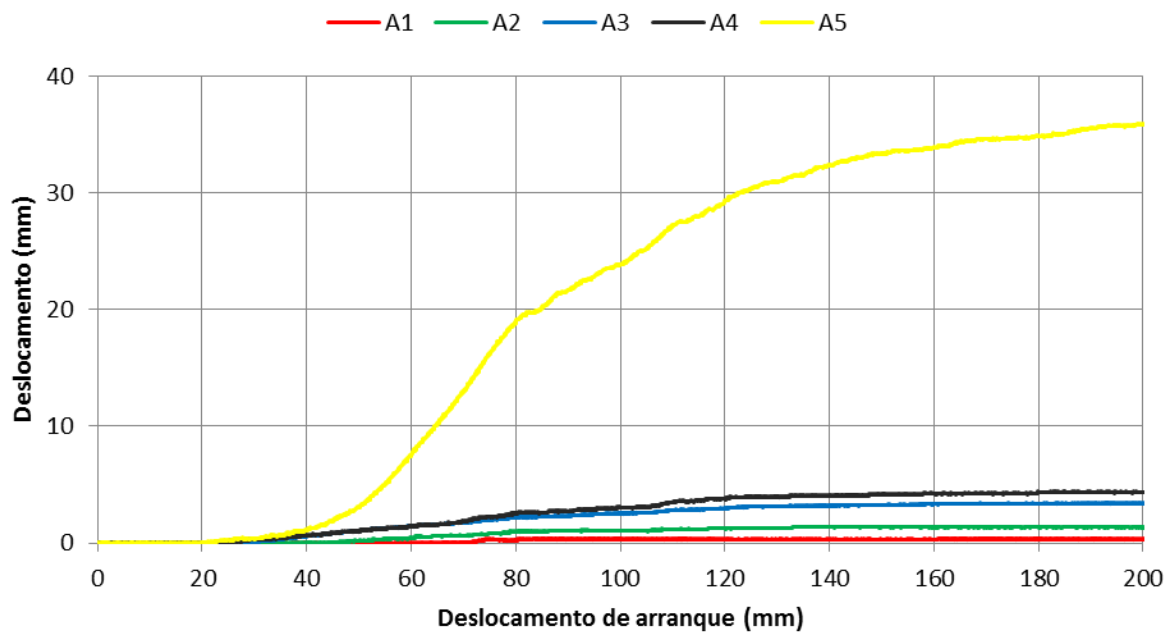


Fig. 4.39 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 3 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 10kPa)

Da análise da figura conclui-se que apenas o potenciómetro A5 (potenciómetro mais próximo da pega) sofreu um deslocamento significativo, enquanto os restantes sofreram deslocamentos inferiores a 5mm. Os deslocamentos reduzidos nos potenciómetros A1 a A4 devem-se ao facto de a rotura do provete ter ocorrido por tração, ou seja, não foi mobilizado a totalidade do comprimento do provete.

Na Fig. 4.40 apresenta-se uma comparação dos deslocamentos obtidos para o potenciómetro A5 dos provetes 1 e 3.

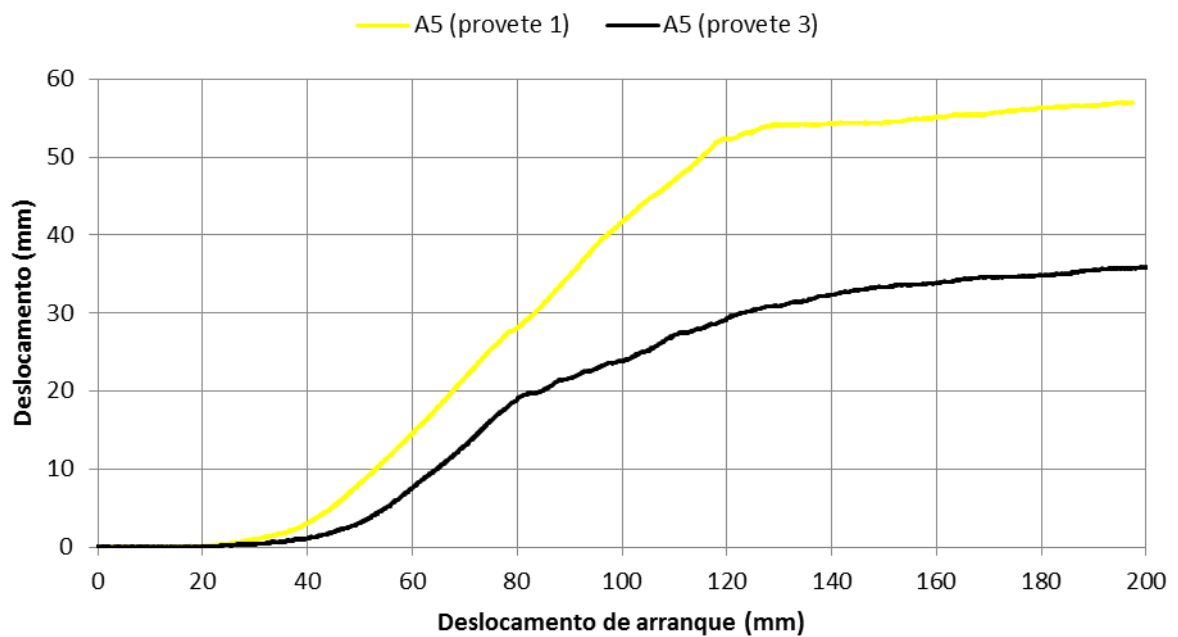


Fig. 4.40 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 e 3 para o potenciômetro A5 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 10kPa)

Verifica-se que a evolução do deslocamento interno é semelhante em termos de forma, mas os deslocamentos obtidos para o provete 1 são superiores aos registados no provete 3. Esta evidência é explicada pelo facto do provete 1 ter apresentado maior resistência ao arranque (Fig. 4.38).

Constata-se ainda que estas curvas não atingem um patamar de estabilização dos deslocamentos devido à rotura não ser instantânea (rotura frágil), ou seja, o provete vai rompendo lentamente havendo uma rotura progressiva das fibras. Assim os deslocamentos no interior do provete registados no potenciômetro A5 vão aumentando gradualmente até que ocorra a rotura completa do provete (Fig. 4.41).



Fig. 4.41 - Rotura das fibras do provete (tensão de confinamento de 10kPa)

Para uma tensão normal de 25kPa as curvas força de arranque/deslocamento de arranque obtidas apresentam-se na Fig. 4.42. Neste ensaio o provete 2 (sem potenciômetros) apresentou uma maior resistência que os provetes ensaiados com potenciômetros. Apesar de ligeira, esta diferença poderá significar que em determinadas situações, nomeadamente para valores mais elevados da tensão de confinamento, os potenciômetros diminuem a resistência ao arranque do provete.

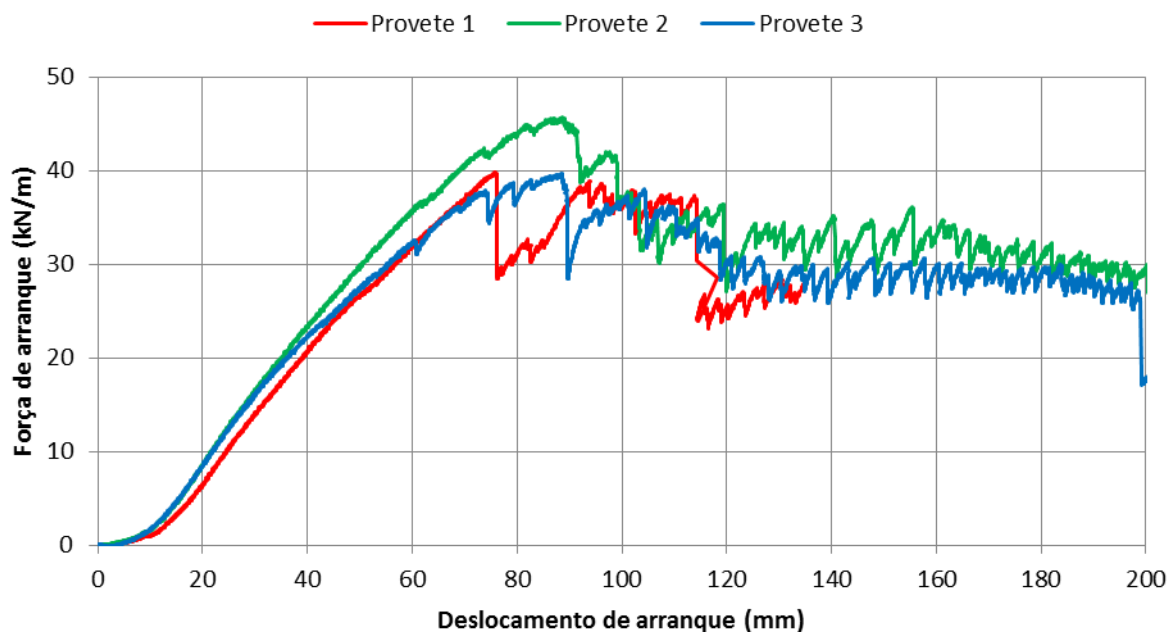


Fig. 4.42 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 25kPa

Na Fig. 4.43 apresentam-se os deslocamentos registados no interior do provete 3, ensaiado com uma tensão normal de 25kPa.

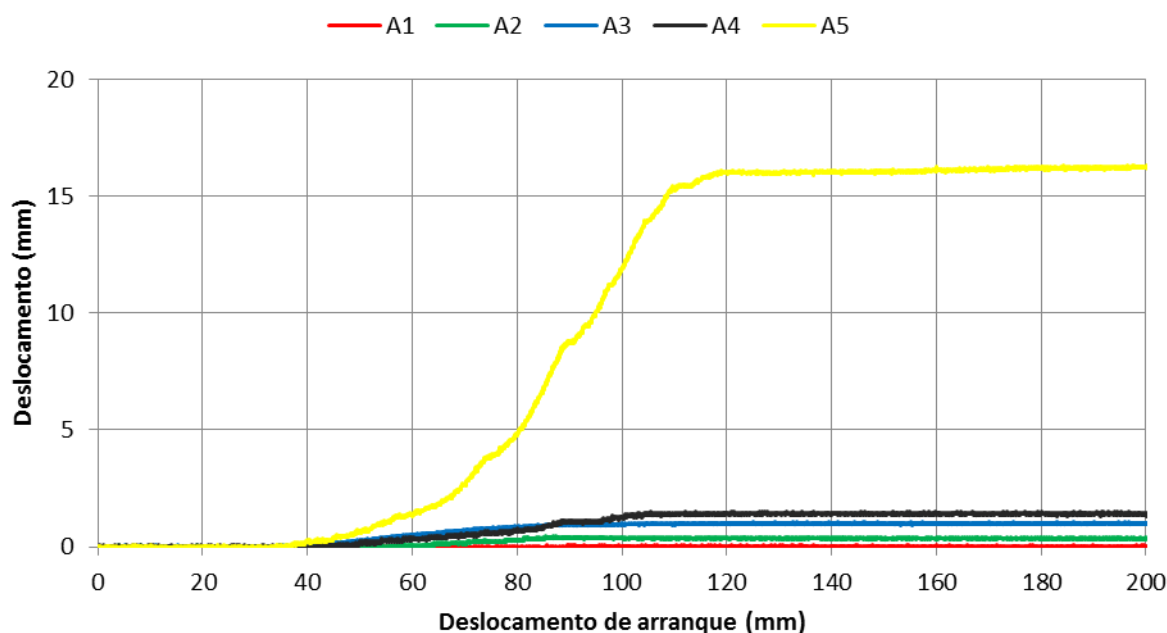


Fig. 4.43 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 3 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 25kPa)

Constata-se que para um deslocamento de arranque da ordem dos 120mm, os deslocamentos nos potenciômetros entram em patamar (mais visível no potenciômetro A5), isto é, o deslocamento lido no potenciômetro mantém-se praticamente constante mesmo com o aumento do deslocamento de arranque. Analisando conjuntamente os resultados apresentados na Fig. 4.42 e Fig. 4.43, verifica-se que este patamar ocorre em simultâneo com a “estabilização” da resistência de arranque (resistência residual).

Na Fig. 4.44 apresenta-se uma comparação dos deslocamentos obtidos no potenciômetro A5 (mais próximo da zona frontal) para os provetes 1 e 3. Verifica-se que os dois provetes atingem o patamar sensivelmente para o mesmo deslocamento (120mm), o mesmo acontecendo em termos da resistência residual (Fig. 4.42). Os maiores deslocamentos internos registados no provete 1 estarão certamente relacionados com o facto de neste provete, a mesma força de arranque na zona inicial ser mobilizada para maiores deslocamentos (Fig. 4.42).

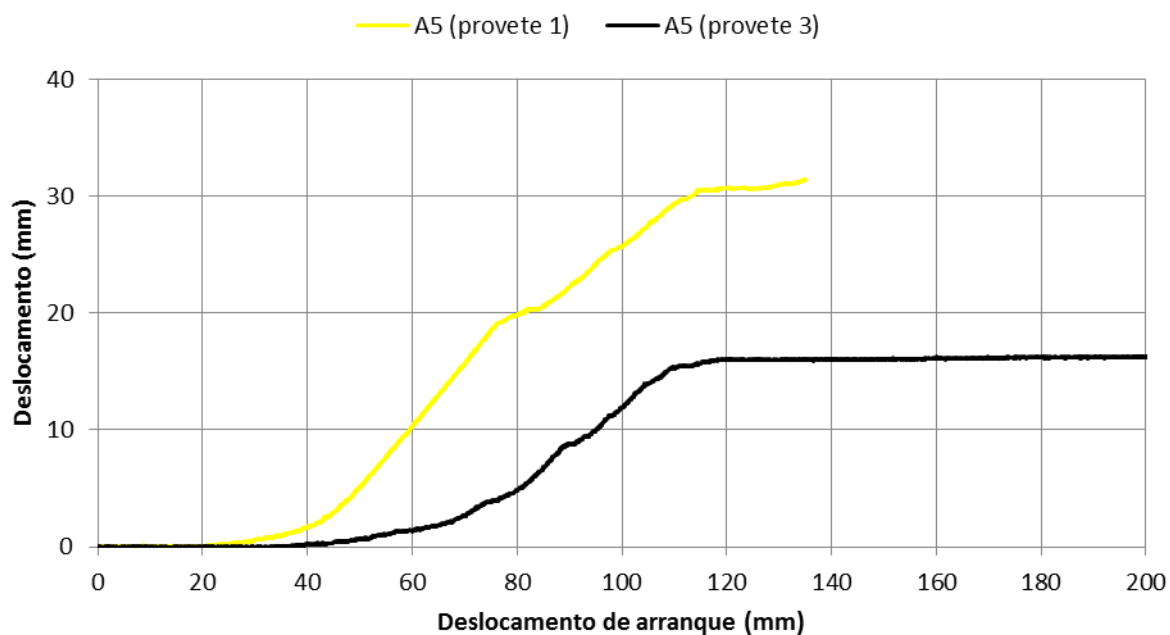


Fig. 4.44 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 e 3 para o potenciômetro A5 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 25kPa)

No Quadro 4.8 resumem-se as forças de arranque máximas e os deslocamentos de arranque para as quais são mobilizadas, o tipo de rotura que os provetes sofreram e o valor médio do teor em água registado nas quatro camadas de RCD, calculado imediatamente após o término do ensaio, isto é, com amostras de RCD retiradas durante o esvaziamento da caixa de arranque.

Quadro 4.8 - Resultados dos ensaios de arranque do GCR

GCR	Tensão Normal (kPa)	Força de arranque máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)	Potenciômetros	Tipo de rotura	Teor em água (%)
Provete 1	10	41,8	94	Sim	Tração	13,8
Provete 2		37,8	115	Não	Tração	13,9
Provete 3		34,4	117	Sim	Tração	13,4
Provete 1	25	39,9	76	Sim	Tração	14,3
Provete 2		45,7	89	Não	Tração	14,0
Provete 3		39,7	89	Sim	Tração	13,9

Na Fig. 4.45 comparam-se as curvas de arranque obtidas nos 6 provetes do geocompósito GCR, tentando avaliar o efeito da tensão de confinamento.



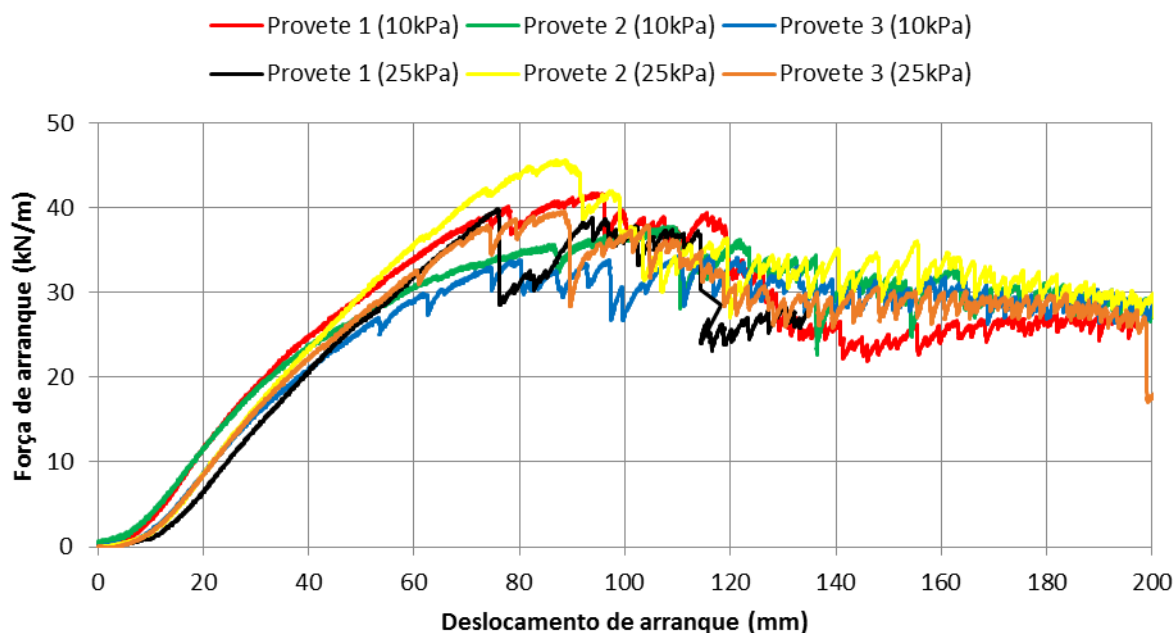


Fig. 4.45 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque do GCR

Da análise do Quadro 4.8 e da Fig. 4.45 conclui-se que as resistências obtidas para uma tensão de confinamento de 10kPa são ligeiramente inferiores (excetuando o provete 1 ensaiado com 10kPa) às obtidas para uma tensão de 25kPa, no entanto, o efeito da tensão de confinamento revelou-se ser pouco significativo. Esta evidência resulta certamente do facto do geocompósito sofrer rotura por tração dos filamentos de PET.

Numa análise global à influência dos potenciômetros, excetuando-se o provete 1 do ensaio com uma tensão normal de 10kPa, observa-se que os ensaios nos quais se utilizaram potenciômetros tiveram uma resistência inferior aos restantes, este facto deve-se ao efeito da colocação dos potenciômetros que implica a realização de vários furos no provete e consequente diminuição de resistência.

#### 4.6.2. INTERFACE RCD/GG1

Para a geogrelha GG1 foram ensaiados seis provetes correspondentes a dois ensaios com tensões normais de 10kPa e 25kPa. Para cada um dos dois ensaios foi ensaiado um provete (provetes 2) sem recurso aos potenciômetros (Quadro 4.7).

Na Fig. 4.46 apresentam-se as curvas força de arranque/deslocamento de arranque para os três provetes da geogrelha GG1 ensaiados com uma tensão de confinamento de 10kPa.

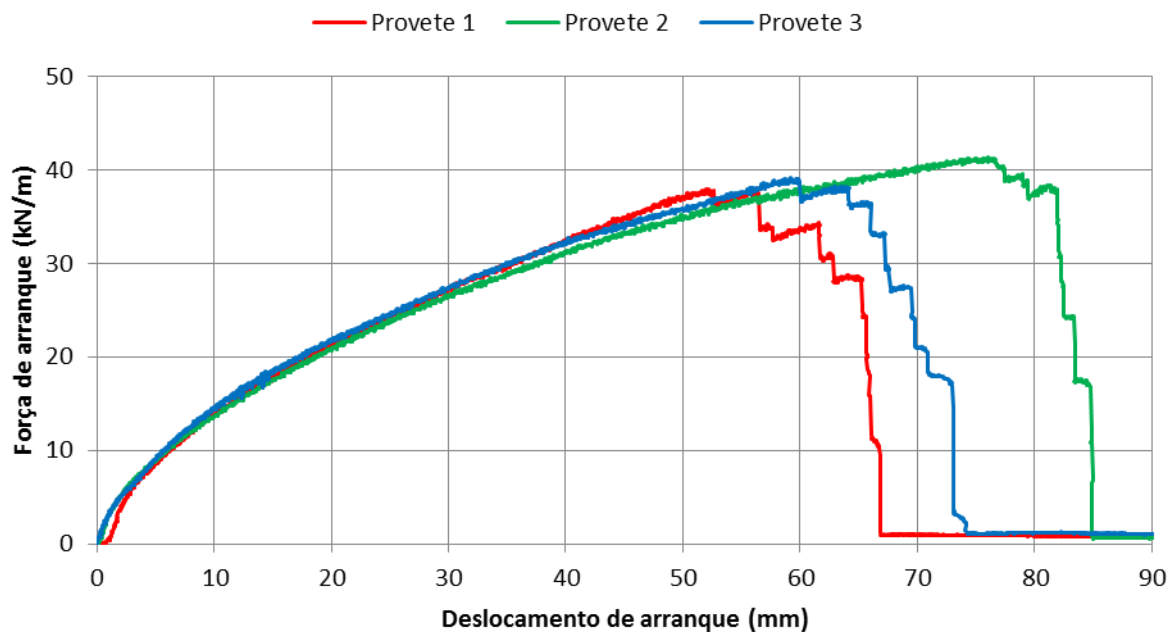


Fig. 4.46 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 10kPa

Da observação do gráfico conclui-se que o provete 2, ensaiado sem potenciômetros, apresentou uma maior resistência, enquanto as diferenças entre os provetes ensaiados com potenciômetros são mínimas, no que diz respeito quer à resistência ao arranque, quer aos respetivos deslocamentos de arranque.

A diminuição brusca da força de arranque nos três provetes indica que ocorreu uma rotura por tração da geogrelha (Fig. 4.47), destruindo-se a maior parte das barras longitudinais.

O efeito do uso dos potenciômetros é visível nas Fig. 4.47 e Fig. 4.48, pois verifica-se que no provete em que foram instalados os potenciômetros ocorreu a rotura de todas as barras (Fig. 4.48), enquanto no provete sem potenciômetros algumas barras não foram destruídas (Fig. 4.47). Este facto, indica que os potenciômetros poderão, no caso desta geogrelha, provocar uma diminuição da resistência, pois a sua colocação nas ligações barra transversal/barra longitudinal facilita a rotura nestas zonas.



Fig. 4.47 - Rotura por tração (tensão de confinamento de 10kPa - sem potenciômetros)



Fig. 4.48 - Rotura por tração (tensão de confinamento de 10kPa - com potenciômetros)

Na Fig. 4.49 apresentam-se os deslocamentos obtidos no interior do provete 1 para cada um dos cinco potenciômetros instalados ao longo do mesmo. Os potenciômetros A1 e A5 apresentam deslocamentos semelhantes, pois encontram-se instalados na mesma barra transversal (Fig. 4.34). A pequena variação existente entre um e outro (até aos 60mm de deslocamento de arranque) poderá ser devida quer ao facto da rotura do provete se dar muito perto da barra transversal onde se encontram instalados os dois potenciômetros ou ao facto desta geogrelha não apresentar as barras transversais corretamente alinhadas. Nos restantes potenciômetros, como já seria de esperar devido à rotura por tração, os deslocamentos obtidos são muito reduzidos não ultrapassando os 5mm.

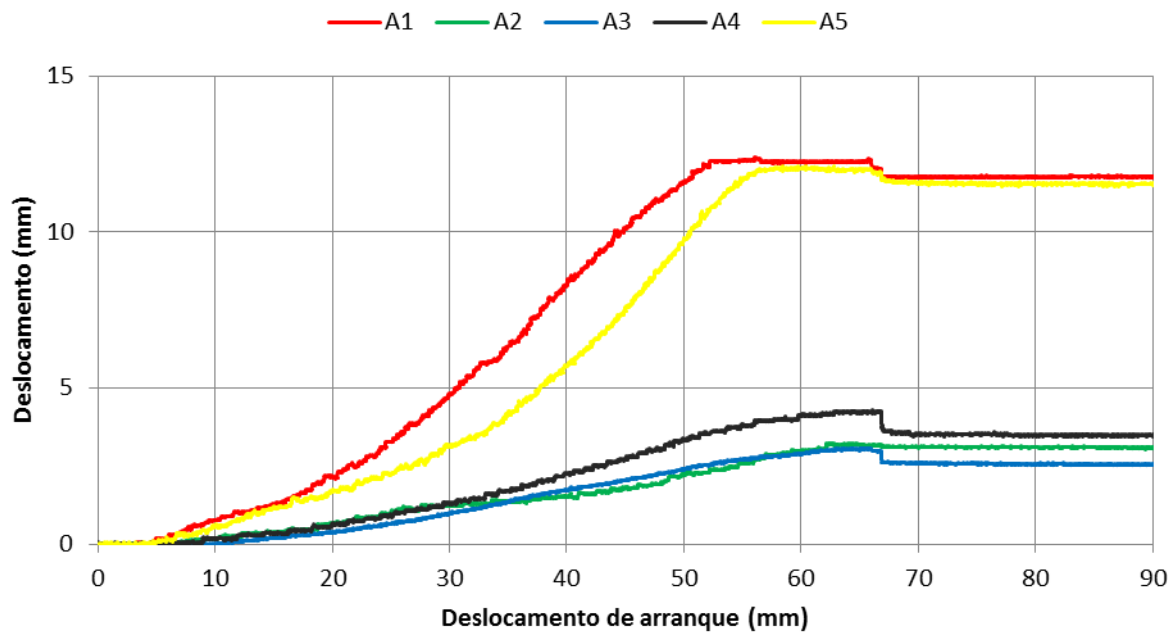


Fig. 4.49 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 10kPa)

Na Fig. 4.50 comparam-se os deslocamentos obtidos no interior dos provetes 1 e 3 registados nos potenciômetros A1 e A5.

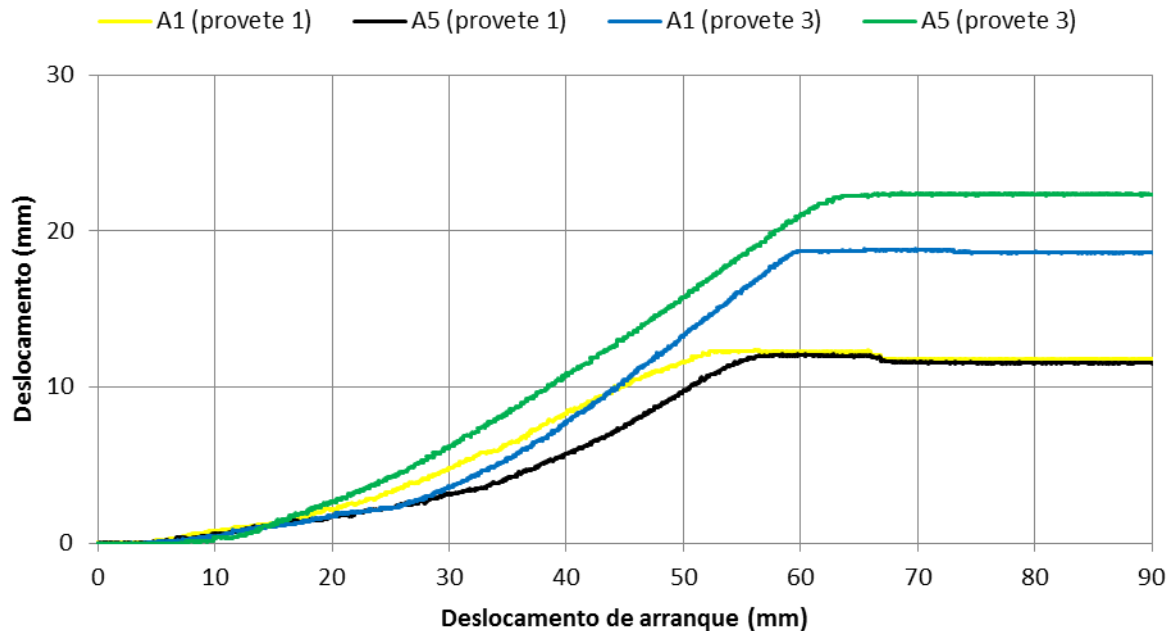


Fig. 4.50 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 e 3 para os potenciômetros A1 e A5 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 10kPa)

Os maiores deslocamentos obtidos para o provete 3 resultam de este apresentar uma resistência ligeiramente superior e mobilizada para maiores deslocamentos comparativamente com o provete 1 (Fig. 4.46).

Para uma tensão de confinamento de 25kPa a tendência dos resultados obtidos foi semelhante aos obtidos para uma tensão normal de 10kPa. As curvas força de arranque/deslocamento de arranque referentes aos três provetes ensaiados (provetes 2 sem potenciômetros) são apresentadas na Fig. 4.51.

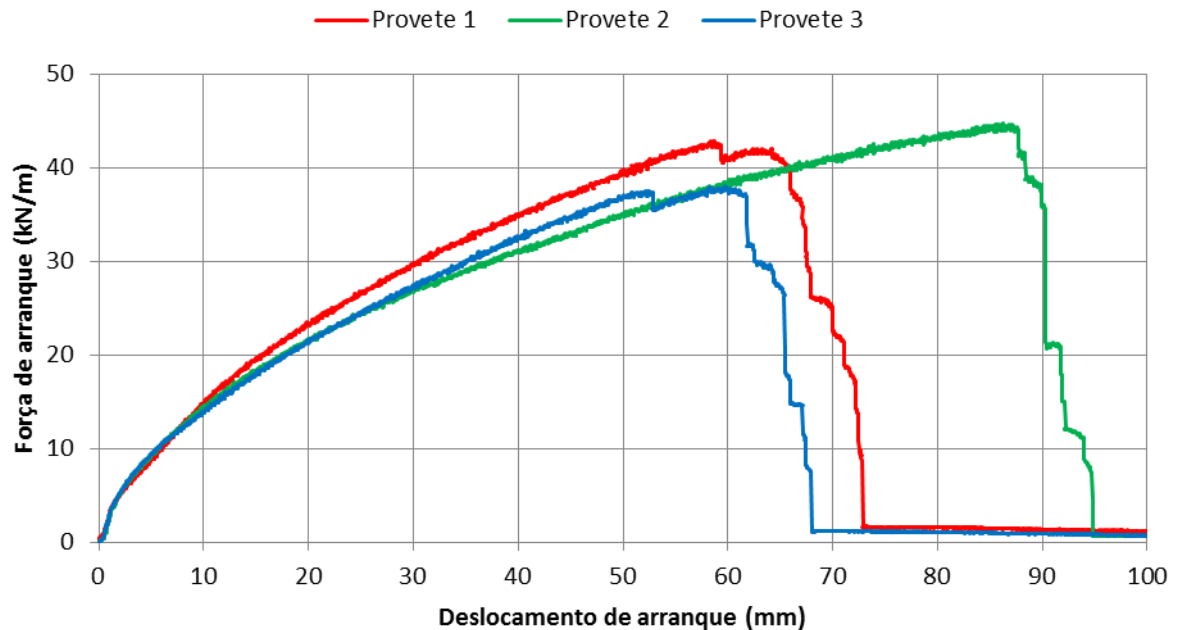


Fig. 4.51 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 25kPa

Tal como se havia verificado nos ensaios realizados com tensão normal de 10kPa, a não instalação de potenciômetros conduziu a um ligeiro aumento da resistência ao arranque da geogrelha, mobilizando-se esta resistência para valores do deslocamento de arranque superiores. Este facto comprova que a instalação dos potenciômetros tende a “prender” a geogrelha, conduzindo ainda a uma redução da resistência.

Como já havia ocorrido nos ensaios realizados para uma tensão normal de 10kPa, também para uma tensão de confinamento de 25kPa as roturas nos provetes foram semelhantes. Verificou-se, de novo, que no ensaio sem potenciômetros nem todas as barras longitudinais foram destruídas (Fig. 4.52), enquanto nos provetes com potenciômetros todas as barras sofreram rotura (Fig. 4.53).



Fig. 4.52 - Rotura por tração (tensão de confinamento de 25kPa - sem potenciômetros)



Fig. 4.53 - Rotura por tração (tensão de confinamento de 25kPa - sem potenciômetros)

Na Fig. 4.54 apresentam-se os deslocamentos registados em todos os potenciômetros instalados ao longo do provete 3.

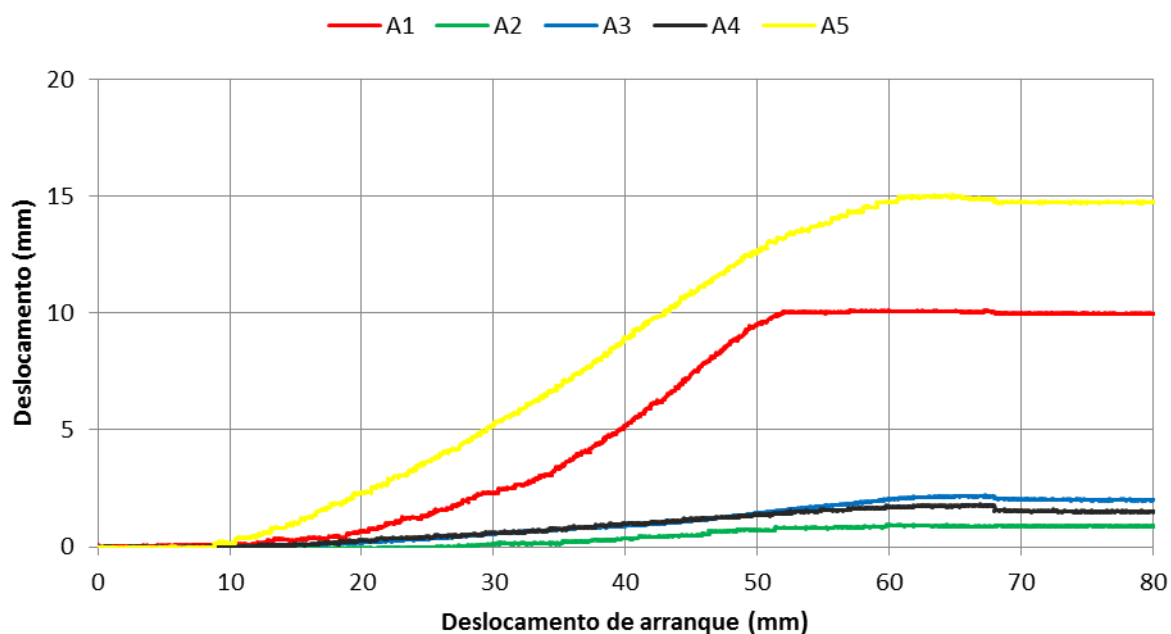


Fig. 4.54 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 3 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 25kPa)

A diferença nas leituras registadas nos potenciômetros A5 e A1 poderá resultar, como já se referiu, do facto da rotura do provete se dar muito perto da barra transversal onde se encontram instalados ou ao facto desta geogrelha não apresentar as barras transversais corretamente alinhadas. A Fig. 4.54 sugere ainda que a barra onde se encontrava instalado o potenciômetro A1 deverá ter rompido primeiro que a barra onde o potenciômetro A5 se encontrava. Nos restantes potenciômetros os deslocamentos obtidos



foram muito reduzidos, resultando do facto do provete ter sofrido rotura por tração numa zona muito afastada destes potenciómetros.

Na Fig. 4.55 comparam-se os deslocamentos registados nos potenciómetros A5 e A1 instalados nos provetes 1 e 3, ensaiados com uma tensão de confinamento de 25kPa.

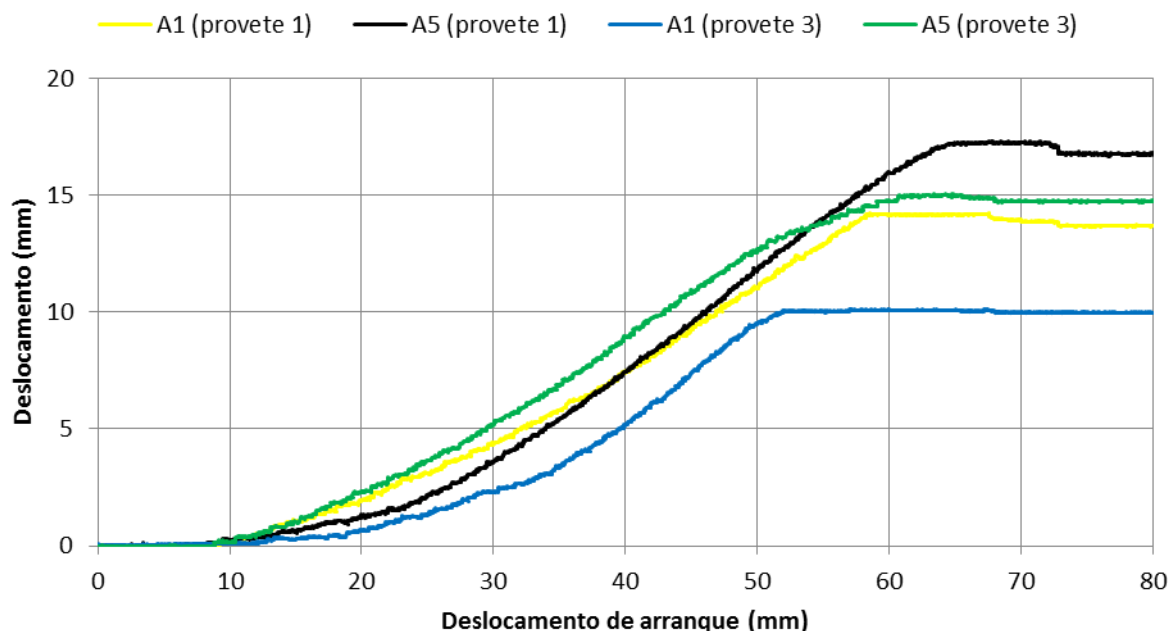


Fig. 4.55 - Evolução dos deslocamentos no interior do provete 1 e 3 para os potenciómetros A1 e A5 ao longo do ensaio de arranque (tensão de confinamento de 25kPa)

Os deslocamentos máximos obtidos são similares, pois as roturas dos provetes ocorreram para os dois provetes na mesma zona e para forças de arranque semelhantes. De notar que os deslocamentos registados no provete 1 são ligeiramente superiores aos obtidos no provete 3, devido ao facto do provete 1 apresentar uma resistência ligeiramente superior (Fig. 4.51).

No Quadro 4.9 apresentam-se as forças de arranque máximas e os respetivos deslocamentos para as quais foram mobilizados. Apresenta-se, ainda, o tipo de rotura que os provetes sofreram e o valor médio do teor em água registado nas quatro camadas de RCD.

Quadro 4.9 - Resultados dos ensaios de arranque da GG1

GG1	Tensão Normal (kPa)	Força de arranque máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)	Potenciômetros	Tipo de rotura	Teor em água (%)
Provete 1	10	37,9	52	Sim	Tração	13,1
Provete 2		41,3	76	Não	Tração	13,2
Provete 3		39,1	59	Sim	Tração	12,7
Provete 1	25	42,8	59	Sim	Tração	13,3
Provete 2		44,7	86	Não	Tração	13,4
Provete 3		38,0	60	Sim	Tração	12,8

Na Fig. 4.56 comparam-se as curvas força de arranque/deslocamento de arranque obtidas nos seis provetes da geogrelha GG1.

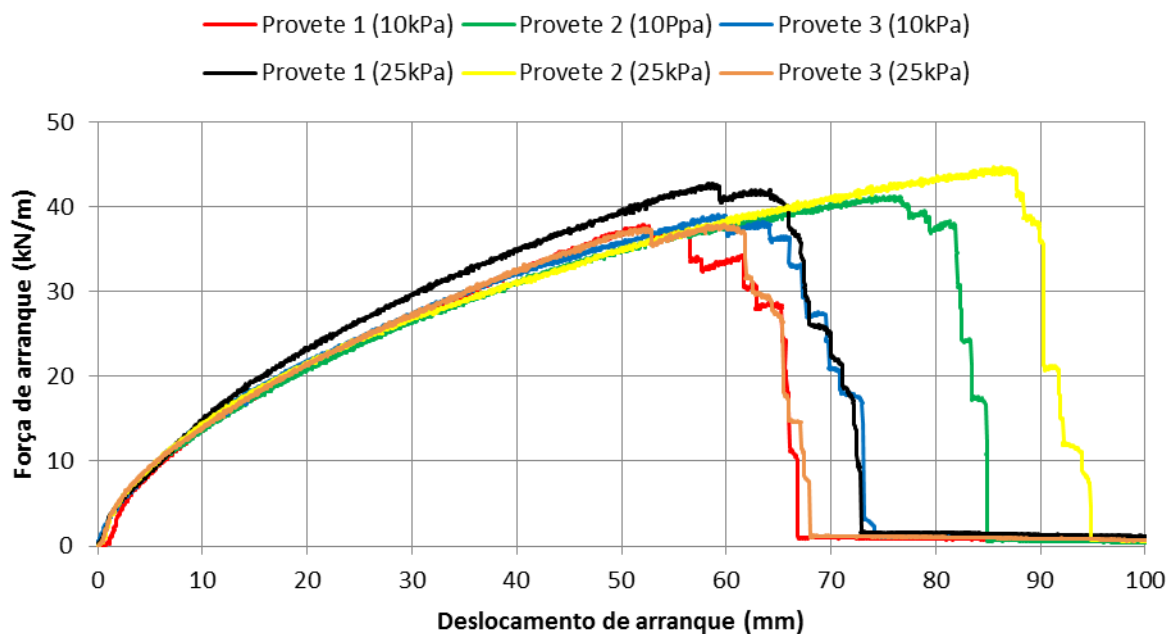


Fig. 4.56 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque da GG1

Da análise da Fig. 4.56 e do Quadro 4.9 conclui-se que as resistências ao arranque tendem a ser ligeiramente maiores nos provetes ensaiados com uma tensão de confinamento de 25kPa, porém as diferenças são muito pouco significativas.

Numa análise mais global conclui-se que os potenciômetros têm uma grande influência nas resistências obtidas, diminuindo substancialmente o valor máximo da força de arranque cerca de 10%.

Todos os provetes ensaiados sofreram rotura por tração na zona de provete confinado entre o fim da manga metálica e a primeira barra transversal da geogrelha.



#### 4.6.3. INTERFACE RCD/GG2

O primeiro provete da geogrelha GG2 foi ensaiado com potenciômetros e para uma tensão de confinamento de 25kPa (provete 5). Na Fig. 4.57 apresenta-se a curva força de arranque/deslocamento de arranque obtida neste ensaio. Devido à fragilidade das ligações da geogrelha (barras longitudinais com barras transversais) e sendo os potenciômetros colocados nestas ligações, a geogrelha teve uma resistência muito elevada sofrendo depois uma rotura brusca devido à quebra das ligações onde se encontravam encaixados os potenciômetros. Verifica-se portanto que os potenciômetros provocam um aumento muito significativo da rigidez da geogrelha.

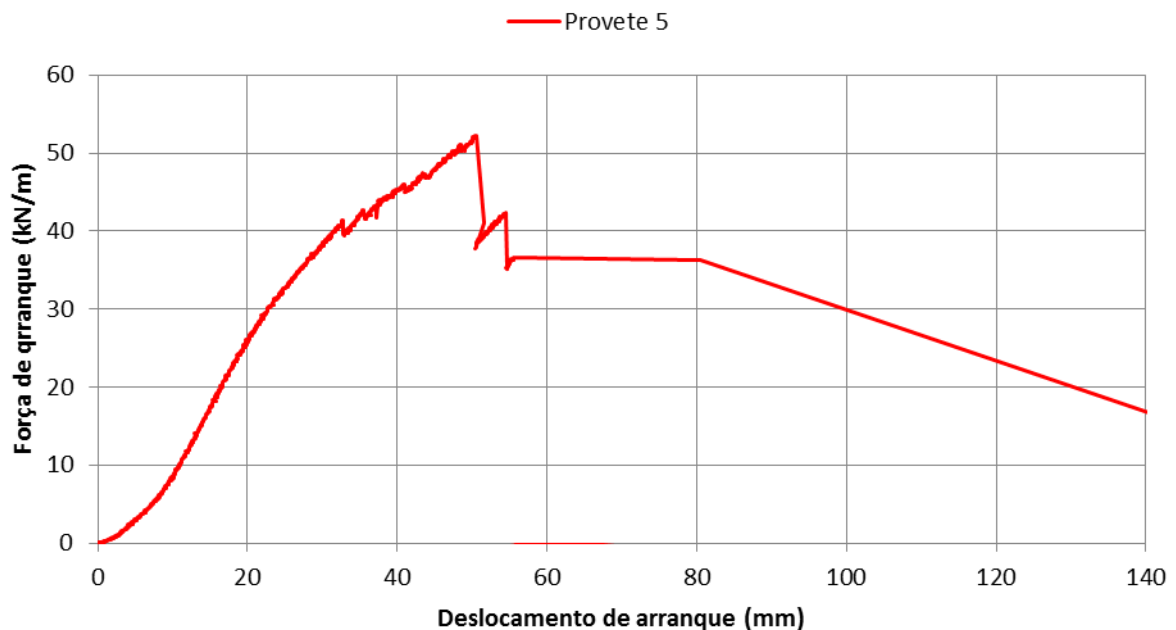


Fig. 4.57 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com potenciômetros e tensão de confinamento de 25kPa

Na Fig. 4.58 comparam-se duas curvas força de arranque/deslocamento de arranque, uma delas obtida num ensaio realizado com potenciômetros (provete 5) e outra referente a um ensaio realizado sem potenciômetros (provete 2), relativas a ensaios realizados com uma tensão normal aplicada de 25kPa.

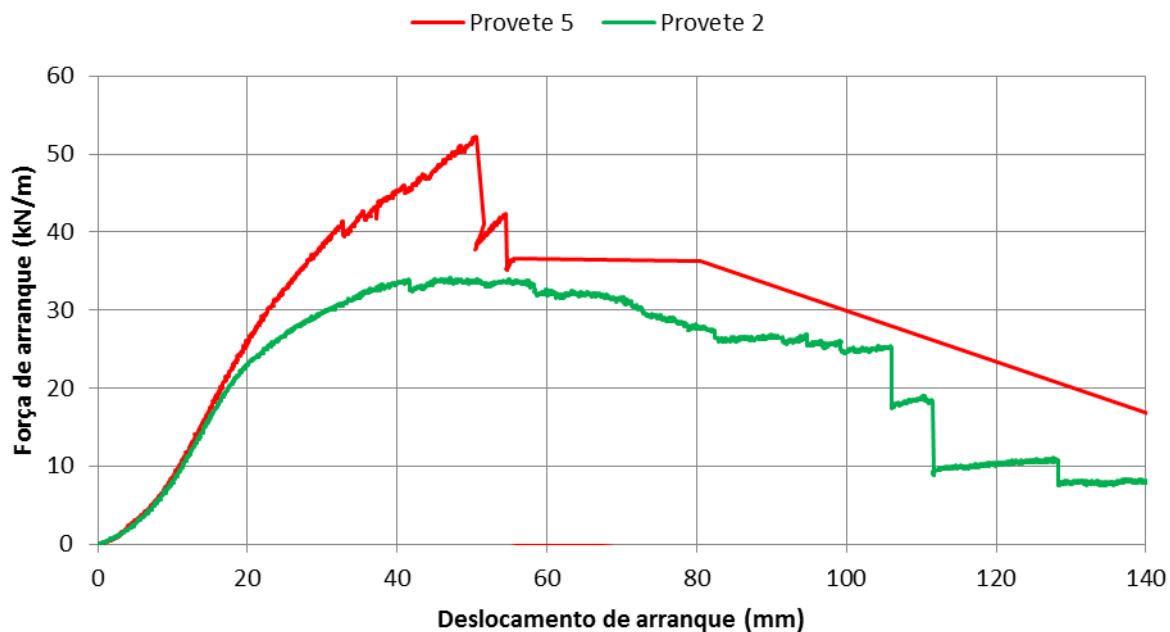


Fig. 4.58 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para um ensaio realizado sem potenciômetros (provet 2) e para um ensaio com potenciômetros (provet 5) para uma tensão de confinamento de 25kPa

Como se verifica pela análise da Fig. 4.58, o ensaio com potenciômetros leva a que a geogrelha atinja valores de resistência muito superiores aos obtidos sem a utilização destes transdutores. A rotura brusca que acontece quando se ensaia a geogrelha GG2 com potenciômetros, não ocorreu quando a mesma foi ensaiada sem potenciômetros, verificando-se uma rotura por arranque.

Na Fig. 4.59 é possível observar a rotura das ligações da geogrelha GG2 devido à presença dos potenciômetros, dando-se esta rotura principalmente nas ligações onde estavam instalados os potenciômetros. Na Fig. 4.60 apresenta-se um provete ensaiado sem potenciômetros, verificando-se que as ligações não são destruídas na totalidade.



Fig. 4.59 - Rotura das barras transversais do provete 5 (tensão de confinamento de 25kPa)



Fig. 4.60 - Rotura das barras transversais do provete 2 (tensão de confinamento de 25kPa)

Devido ao facto do efeito dos potenciômetros ser tão significativo nos resultados dos ensaios de arranque realizados sobre esta geogrelha, optou-se por realizar os restantes ensaios sem a instalação dos potenciômetros.

Na Fig. 4.61 apresentam-se as curvas força de arranque/deslocamento de arranque obtidas nos 3 provetes ensaiados com uma tensão normal de 10kPa.

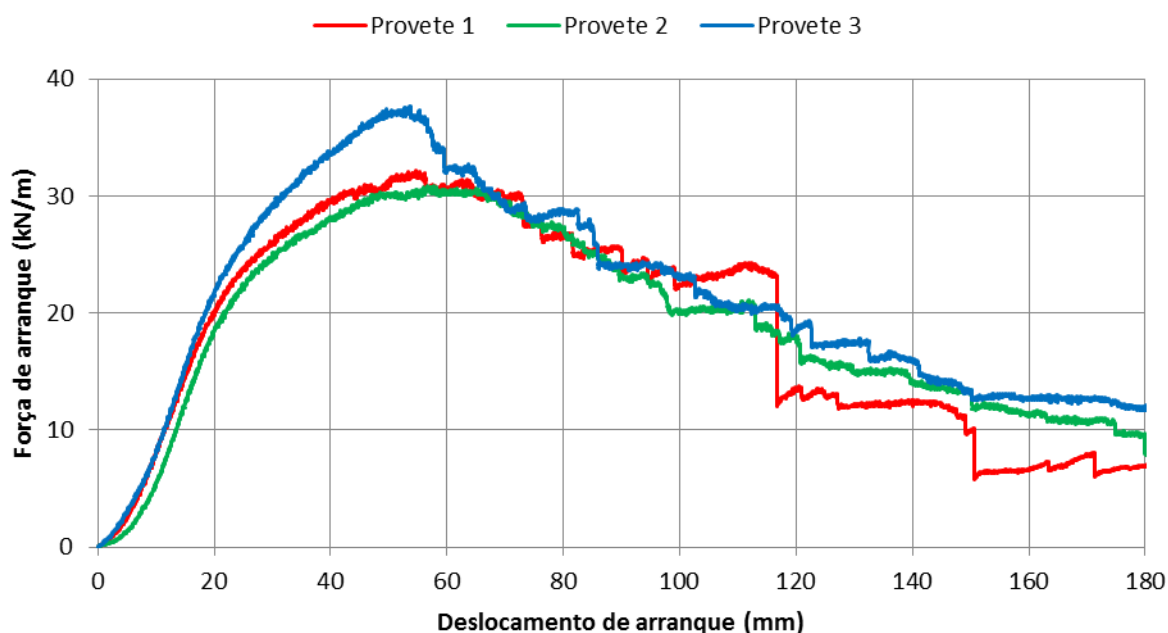


Fig. 4.61 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 10kPa

A evolução das curvas dos três ensaios foi semelhante, verificando-se apenas uma maior resistência no provete 3. Dado que as barras transversais têm uma contribuição significativa para a resistência ao arranque, esta diferença poderá ser justificada pelo facto das ligações entre as barras longitudinais e transversais serem muito frágeis e ser possível que no provete 3, estas ligações entre as barras tenham exibido maior resistência.

Da observação da forma das curvas de arranque é possível concluir que os provetes sofreram rotura por arranque.

Na Fig. 4.62 apresenta-se a rotura de um provete para uma tensão normal de 10kPa, verificando-se que apenas as barras transversais mais afastadas da zona de aplicação da força de arranque sofrem rotura. Em todos os provetes ensaiados verifica-se que, para uma tensão de confinamento de 10kPa, as três barras transversais mais próximas da pega não sofrem rotura, ou sofrem rotura parcial (apenas algumas ligações se soltam).



Fig. 4.62 - Rotura das barras transversais do provete 3 (tensão de confinamento de 10kPa)

Na Fig. 4.63 apresentam-se as curvas força de arranque/deslocamento de arranque para os três provetes ensaiados com uma tensão de confinamento de 25kPa.

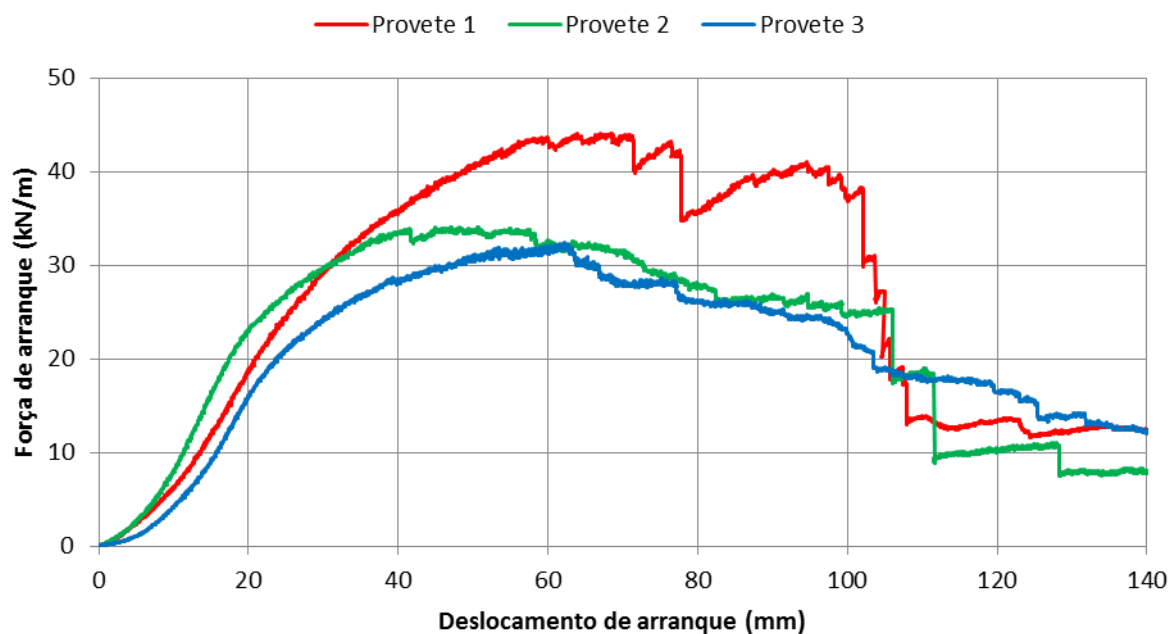


Fig. 4.63 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para o ensaio realizado com tensão de confinamento de 25kPa

Como já havia ocorrido para uma tensão normal de 10kPa, um dos provetes teve maior resistência que os restantes, devendo desta diferença de resistência ser justificada pelas mesmas razões apresentadas para o provete ensaiado com uma tensão normal de 10kPa.

As curvas obtidas indicam ainda que os três provetes sofreram rotura por arranque.

Na Fig. 4.64 e no Quadro 4.10 são apresentados os resultados dos ensaios realizados com a geogrelha GG2 para as tensões normais de 10kPa e 25kPa.

Quadro 4.10 - Resultados dos ensaios de arranque da GG2

GG2	Tensão Normal (kPa)	Força de arranque máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)	Potenciómetros	Tipo de rotura	Teor em água (%)
Provetes 1, 2, 3	10	32,2 30,9 37,7	55 58 54	Não	Arranque	12,6 12,7 12,5
Provetes 1, 2, 3, 5	25	44,1 34,1 32,4 52,2	67 47 62 51	Não Não Não Sim	Arranque	12,6 12,6 12,7 12,2

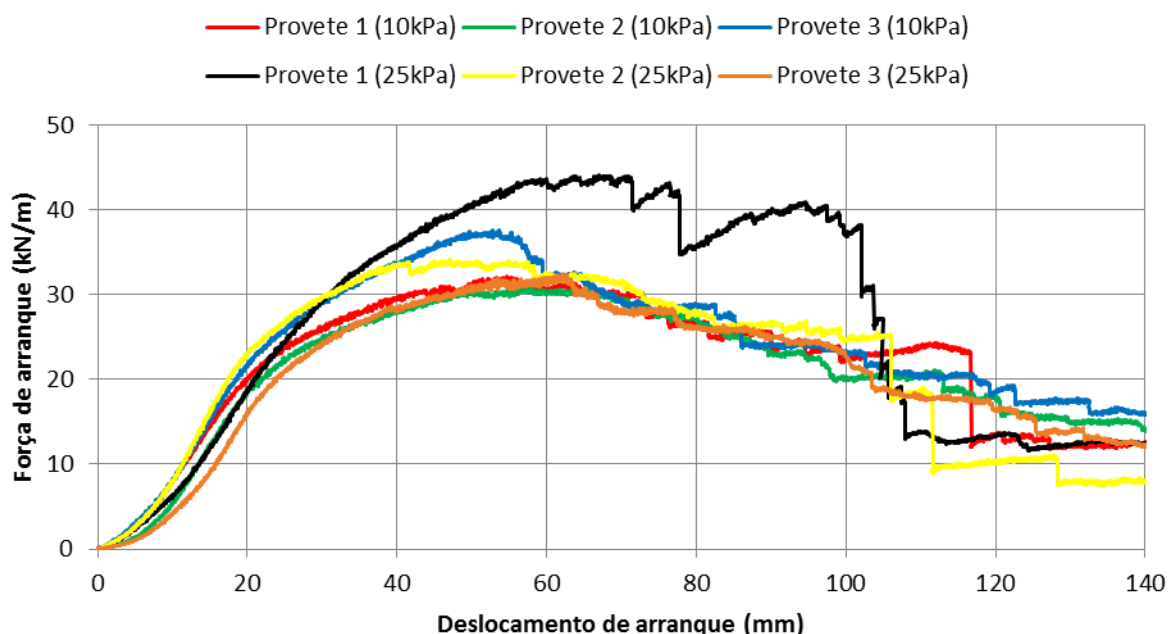


Fig. 4.64 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque da GG2

Da análise do Quadro 4.10 e da Fig. 4.64 conclui-se que os deslocamentos para os quais ocorre a força de arranque máxima são menores nos ensaios realizados com tensão normal de 10kPa, sendo este facto comprovado com a rotura de ligações de um menor número de barras transversais nos ensaios com

uma tensão de confinamento de 10kPa. As diferenças obtidas em termos da resistência ao arranque são pouco significativas, existindo apenas um aumento médio da ordem dos 9,7% com o acréscimo da tensão normal de 10kPa para 25kPa.

Dado que se verificou, em todos os ensaios de arranque realizados com a geogrelha GG2, a rotura de grande parte das barras transversais e tendo presente que o efeito destas barras será certamente muito significativo para a resistência ao arranque, procedeu-se à realização de um ensaio para cada valor da tensão normal em que as barras transversais foram totalmente removidas (Fig. 4.65).

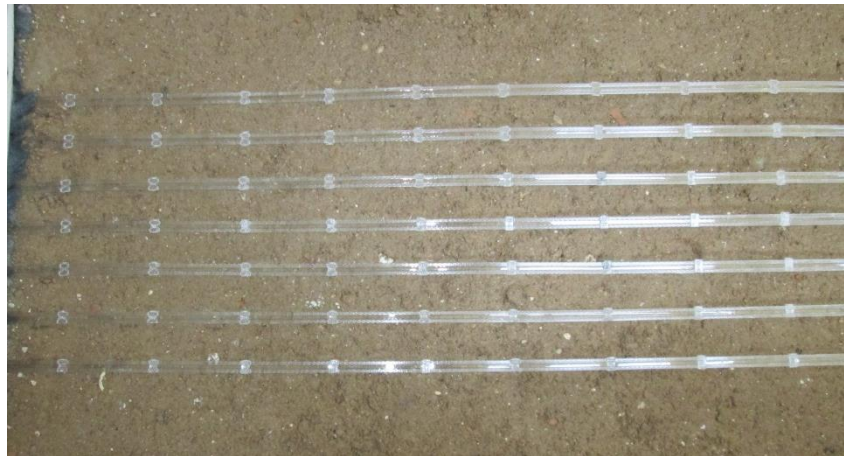


Fig. 4.65 - Provete a ensaiar sem barras transversais

Na Fig. 4.66 apresentam-se as curvas força de arranque/deslocamento de arranque para os dois provetes ensaiados sem barras transversais. Como era esperado, o provete ensaiado com 10kPa de tensão de confinamento teve uma resistência menor (cerca de 5kN/m) do que o provete ensaiado com tensão normal de 25kPa.



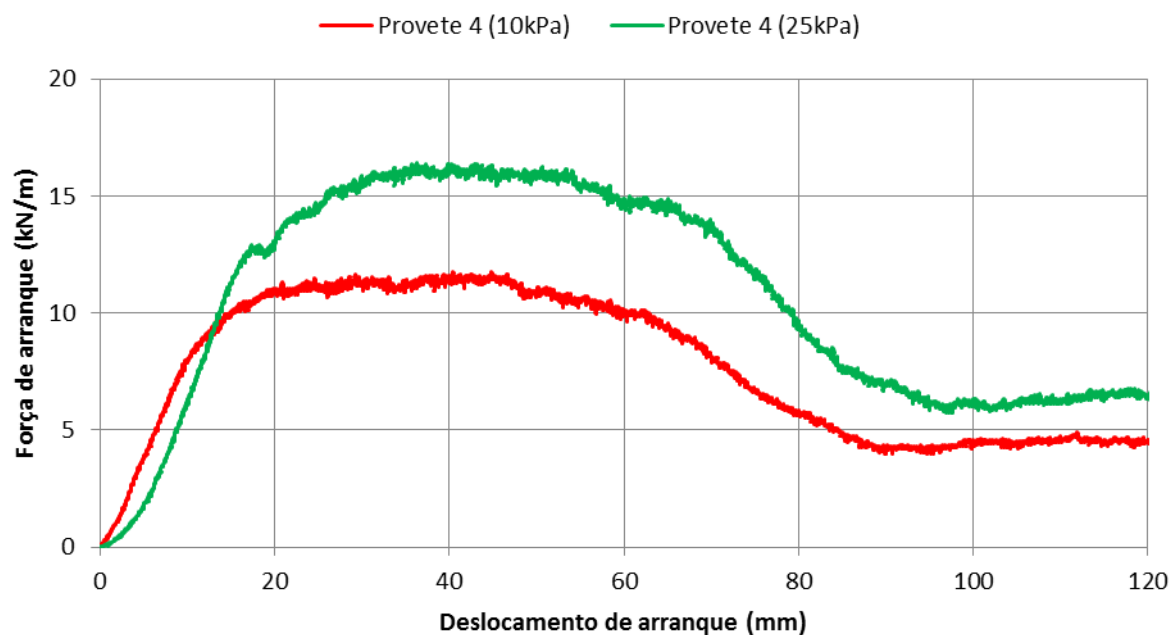


Fig. 4.66 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para dois provetes ensaiados sem barras transversais (tensão de confinamento de 10kPa e 25kPa)

No Quadro 4.11 apresenta-se os resultados dos ensaios de arranque realizados sem barras transversais. Verifica-se que a resistência ao arranque foi mobilizada para menores deslocamentos no ensaio realizado com tensão normal de 25kPa, mas pelo aspeto das curvas apresentadas na Fig. 4.66 conclui-se que essa diferença não tem qualquer significado.

Quadro 4.11 - Resultados dos ensaios de arranque sem barras transversais da GG2

GG2	Tensão Normal (kPa)	Força de arranque máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)	Potenciômetros	Tipo de rotura	Teor em água (%)
Provete 4	10	11,7	45	Não	Arranque	12,5
Provete 4	25	16,4	36	Não	Arranque	12,3

Na Fig. 4.67 e Fig. 4.68 comparam-se as curvas força de arranque/deslocamento registadas nos ensaios realizados com barras transversais e sem barras transversais para tensões de confinamento de 10kPa e 25kPa, respetivamente.



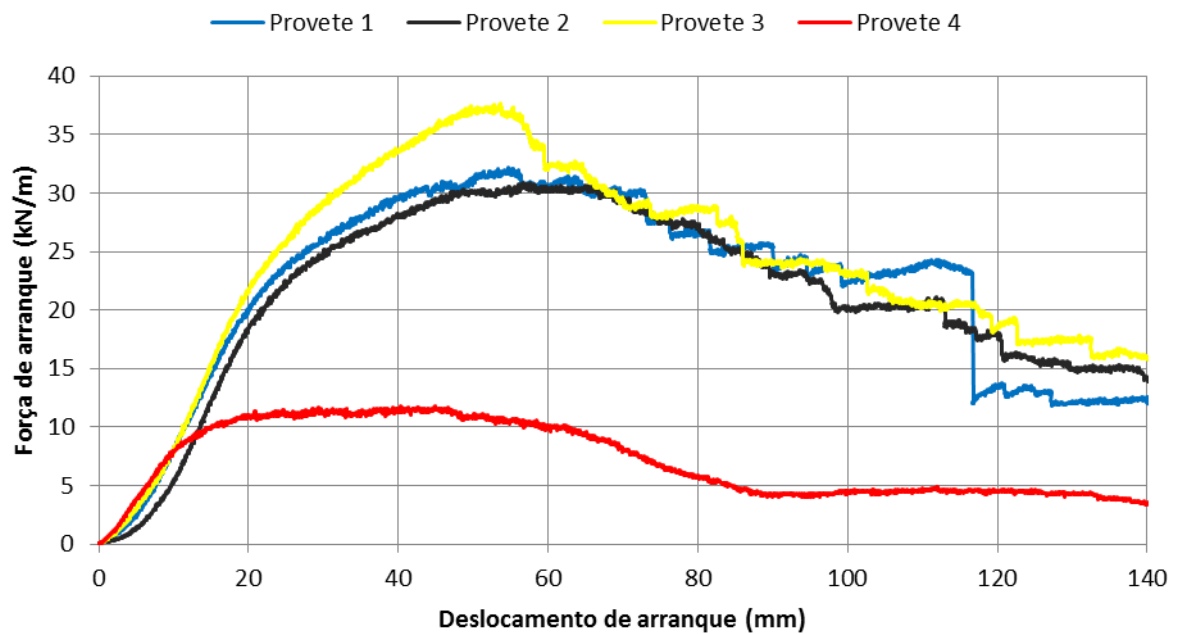


Fig. 4.67 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para os provetes ensaiados com uma tensão de confinamento de 10kPa

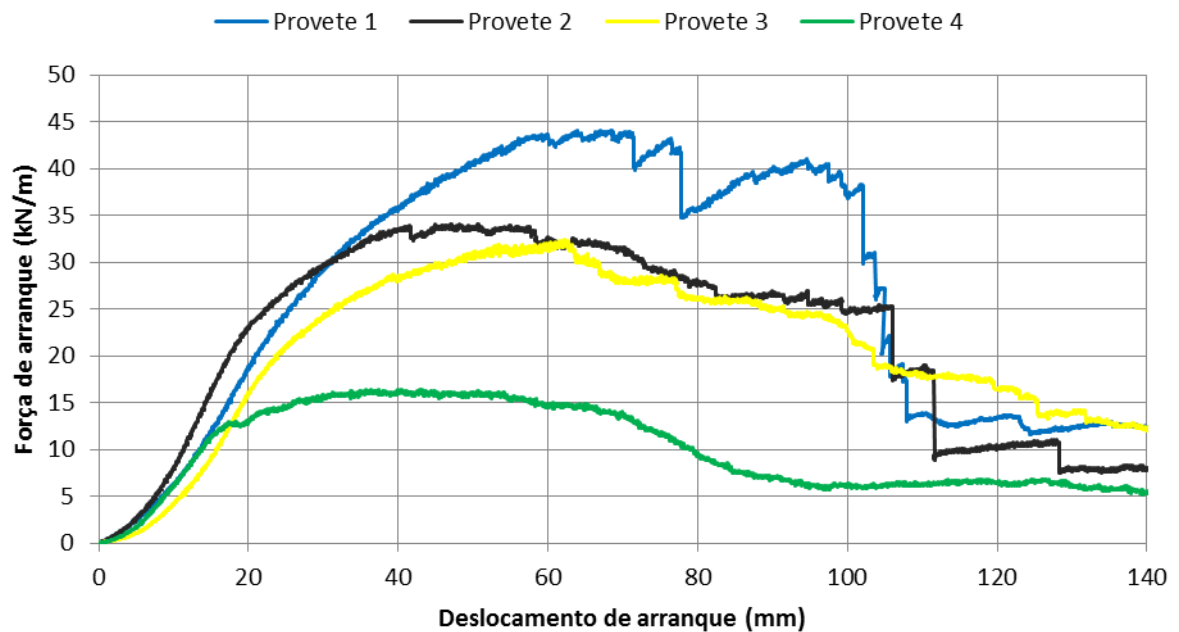


Fig. 4.68 - Evolução da força de arranque com o deslocamento de arranque para os provetes ensaiados com uma tensão de confinamento de 25kPa

Analisando os dois gráficos conclui-se que as barras transversais têm uma contribuição muito significativa para a resistência ao arranque das geogrelhas. Em termos médios, a ausência das barras

transversais significou um decréscimo da resistência ao arranque da ordem dos 65% e 55% para valores da tensão normal aplicada de 10kPa e 25 kPa, respetivamente.

#### 4.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No estudo experimental realizado foram várias as condições de ensaio analisadas, com o objetivo de se concluir acerca da sua influência nos resultados obtidos. No Quadro 4.12 apresentam-se todos os resultados de força de arranque máxima e tipo de rotura dos provetes no estudo experimental realizado.

Quadro 4.12 - Resultados de todos os ensaios realizados no estudo experimental (s/transv. = sem barras transversais)

Solo	Peso volúmico seco do RCD (kN/m <sup>3</sup> )	Geossintético (proвете)	Tensão normal (kPa)	Potenciómetros	Teor em água (%)	Tipo de rotura	Força de arranque máxima (kN/m)
RCD	17,3	GCR (1)	10	Sim	14,1	Tração	41,8
		GCR (2)		Não	13,8	Tração	37,8
		GCR (3)		Sim	13,9	Tração	34,4
RCD	17,3	GCR (1)	25	Sim	14,3	Tração	39,9
		GCR (2)		Não	13,9	Tração	45,7
		GCR (3)		Sim	14,0	Tração	39,7
RCD	17,3	GG1 (1)	10	Sim	13,4	Tração	37,9
		GG1 (2)		Não	13,1	Tração	41,3
		GG1 (3)		Sim	12,8	Tração	39,1
RCD	17,3	GG1 (1)	25	Sim	13,4	Tração	42,8
		GG1 (2)		Não	13,3	Tração	44,7
		GG1 (3)		Sim	13,2	Tração	38,0
RCD	17,3	GG2 (1)	10	Não	12,6	Arranque	32,2
		GG2 (2)		Não	12,7	Arranque	30,9
		GG2 (3)		Não	12,5	Arranque	37,7
		GG2 (s/transv.) (4)		Não	12,5	Arranque	11,7
RCD	17,3	GG2 (1)	25	Não	12,6	Arranque	44,1
		GG2 (2)		Não	12,6	Arranque	34,1
		GG2 (3)		Não	12,7	Arranque	32,4
		GG2 (s/transv.) (4)		Não	12,3	Arranque	16,4
		GG2 (5)		Sim	12,2	Arranque	52,2

De referir ainda que particularmente o geocompósito GCR foi ensaiado com um teor em água cerca de 1,5% superior ao teor em água ótimo. Este facto poderá ter alterado os resultados dos ensaios, ainda que se acredite que não de forma relevante. A análise do efeito do teor em água sobre a resistência ao arranque não fazia parte dos objetivos traçados para esta dissertação.

No capítulo 5 são apresentadas todas as conclusões retiradas com a elaboração deste estudo experimental e apresentam-se alguns desenvolvimentos futuros.



## 5 CONCLUSÕES

Nos últimos 50 anos os geossintéticos tiveram um desenvolvimento muito grande verificando-se um aumento muito significativo da sua utilização, em estruturas de engenharia civil, com as mais diversas funções. Este facto permitiu um aumento considerável da sua indústria, que em meados do século passado era praticamente inexistente, surgindo frequentemente novos produtos sintéticos com cada vez melhores características e por isso, mais eficientes na resolução dos problemas de engenharia a que se destinam. De entre os problemas de engenharia passíveis de serem resolvidos com recurso aos geossintéticos, destacam-se as estruturas de solo reforçado, onde os geossintéticos desempenham importantes funções estruturais devido à inexistência de resistência à tração do solo.

Por outro lado, no contexto atual surge a necessidade de se fazer uso dos RCD na engenharia civil, perfilando-se os aterros como um grande consumidor da reutilização destes materiais, não só devido às suas características mas também devido às grandes quantidades de RCD que se produzem. Assim, surge um novo problema, impondo-se para além do estudo da interação de solos comuns com os geossintéticos, um estudo desta interação com novos materiais de aterro como os RCD.

No estudo experimental realizado foram várias as condições de ensaio analisadas, com o objetivo de se concluir acerca da sua influência nos resultados obtidos.

Os geossintéticos utilizados neste estudo experimental: um geocompósito de reforço (GCR) e as duas geogrelhas uniaxiais (GG1 e GG2), foram, desde logo, a primeira variável de ensaio a estudar. Apresentando resistências à tração semelhantes, pretendia-se concluir acerca de qual dos geossintéticos apresentaria maiores resistências ao arranque. As resistências ao arranque médias obtidas para cada um dos geossintéticos foram semelhantes, obtendo-se contudo maiores resistências na geogrelha GG1 e menores na geogrelha GG2. Apesar dos resultados obtidos para cada um dos geossintéticos serem semelhantes em termos de força de arranque, verificaram-se tipos de rotura diferentes. O geocompósito GCR e a geogrelha GG1 sofreram rotura por tração, enquanto a geogrelha GG2 sofreu rotura por arranque

A variação da tensão de confinamento aplicada (10kPa e 25kPa) conduziu a resultados não muito diferentes para ensaios realizados nas mesmas condições. Nos geossintéticos GG2 e GCR os valores máximos de força de arranque médios foram cerca de 10% maiores nos ensaios realizados com uma tensão de confinamento 25kPa, comparativamente com os realizados com 10kPa. Na GG1 a diferença de resistências ao arranque obtidas foi de apenas 6%.

A utilização de potenciômetros, para medir os deslocamentos no interior do provete, conduziu a valores de resistências significativamente menores no GCR e na geogrelha GG1, enquanto na GG2 a utilização destes transdutores levou a um aumento significativo da resistência ao arranque.

Na geogrelha GG2 estudou-se ainda a influência das barras transversais nos resultados, realizando-se um ensaio para cada uma das tensões de confinamento, tendo-se obtido resistências ao arranque menores cerca de 60% em relação aos valores obtidos nos ensaios realizados com a presença destas barras. Com os resultados e conclusões obtidas no presente estudo foi possível avaliar vários fatores técnicos, próprios de ensaios como a utilização de potenciômetros, mas também outras condições de ensaio como o efeito da variação da tensão de confinamento, que se revelou com menor significado do que aquele inicialmente previsto.

A realização deste estudo permitiu obter algumas conclusões acerca da interação RCD/geossintético, mas para que se possam tirar conclusões mais abrangentes sobre a possibilidade da utilização de RCD como material de aterro de estruturas reforçadas com geossintéticos seria interessante realizarem-se futuramente ensaios em condições diferentes, nomeadamente avaliando o efeito do teor em água do RCD e estudando RCD's com diferentes granulometrias.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aiban, S.A., Ali, S.M. (2001). *Nonwoven geotextile-sabkha and-sand interface friction characteristics using pull-out tests*. Geosynthetics International, Vol. 8, No. 3, pp. 193-220, ICE Publishing.
- Alfaro, M.C., Hayashi, S., Miura, N., Watanabe, K. (1995). *Pullout interaction mechanism of geogrid strip reinforcement*. Geosynthetics International, Vol. 2, No. 4, pp. 679-698, ICE Publishing.
- Alobaidi, I.M., Hoare, D.J., Ghataora, G.S. (1997). *Load transfer mechanism in pull-out tests*. Geosynthetics International, Vol. 4, No. 5, pp. 509-521, ICE Publishing.
- Araújo, Luís. *Mecanismo de interação solo-geossintético-ensaios de arranque*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2008.
- Bakeer, Reda M., Abdel-Rahman, Ahmed H., Napolitano, Philip J. (1998a). *Geotextile friction mobilization during field pullout test*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 16, No. 2, pp. 73-85, Elsevier.
- Bakeer, Reda M., Sayed, Sayed M., Cates, Peter, Subramanian, Rajesh (1998b). *Pullout and shear tests on geogrid reinforced lightweight aggregate*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 16, No. 2, pp. 119-133, Elsevier.
- Bernal, A., Salgado, R., Swan Jr., R.H., Lovell, C.W. (1997). *Interaction between tire shreds, rubber-sand and geosynthetics*. Geosynthetics International, Vol. 4, No. 6, pp. 623-643, ICE Publishing.
- Ferreira, Fernanda. *Comportamento das interfaces solo-geossintético*. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, 2010.
- Fernandes, Manuel. *Mecânica dos Solos conceitos e princípios fundamentais*. FEUP edições, Porto, 2011.
- Fernandes, Manuel. *Mecânica dos Solos introdução à Engenharia Geotécnica*. FEUP edições, Porto, 2011.
- Giang, N.H., Kuwano, J., Izawa, J., Tachibana, S. (2010). *Influence of unloading-reloading processes on the pullout resistance of geogrid*. Geosynthetics International, Vol. 17, No. 4, pp. 242-249, ICE Publishing.
- Khedkar, M.S., Mandal, J.N. (2009). *Pullout behaviour of cellular reinforcements*. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 27, No. 4, pp. 262-261, Elsevier.
- Lo, S.C.R. (1998). *Pull-out resistance of polyester straps at low overburden stress*. Geosynthetics International, Vol. 5, No. 4, pp. 361-382, ICE Publishing.
- Lopes, M.J., Lopes, M.L. (1999). *Soil-geosynthetic interaction – influence of soil particle size and geosynthetic structure*. Geosynthetics International, Vol. 6, No. 4, pp. 261-282, ICE Publishing.
- Lopes, M.L. (2005). *Interação Solo-Geossintético*. Texto de apoio à Unidade Curricular Aplicação de Geossintéticos em Engenharia Civil, FEUP, 2005.
- Lopes, M.L., Ladeira, M. (1996). *Role of specimen geometry, soil height and sleeve length on the pull-out behaviour of geogrids*. Geosynthetics International, Vol. 3, No. 6, pp. 701-719, ICE Publishing.
- NP EN 13738, 2007. *Geotêxteis e produtos relacionados. Determinação da resistência ao arranque*. CEN TC 189.
- Ochiai, Hidetoshi, Otani, Jun, Hayashic, Shigenori, Hirai, Takao (1996). *The Pull-Out Resistance of Geogrids in Reinforced Soil*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, No. 1, pp. 19-42, Elsevier.

Oliveira, João. *Indicadores de potencialidades e desempenho de agregados reciclados de resíduos da construção civil em pavimentos flexíveis*. Dissertação de Doutorado, Universidade de Brasília, 2007.

Palmeira, Ennio Marques. *Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids*. Geotextiles and Geomembranes. Vol. 22, No. 6, pp. 481-509, Elsevier.

Paula, António. *Estudo dos Coeficientes de Segurança por Danificação Durante a Instalação e por Fluência em Estruturas Reforçadas com Geossintéticos*. Dissertação de Doutorado, Universidade do Porto, 2012.

Perkins, S.W., Cuelho, E.V. (1999). *Soil-geosynthetic interface strength and stiffness relationships from pullout test..* Geosynthetics International, Vol. 6, No. 5, pp. 321-346, ICE Publishing.

Santos, Eder. *Aplicação de resíduos de construção de demolição reciclados (RCD-R) em estruturas de solo reforçado*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 2007.

Sobhi, S., Wu, J.T.H. (1996). *An interface pullout formula for extensible sheet reinforcement*. Geosynthetics International, Vol. 3, No. 5, pp. 565-582, ICE Publishing.

Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.M.N., Kadoguchi, K. (2001). *Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests*. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19, No. 5, pp. 257-277, Elsevier.

Yin, G., Wei, Z., Wang, J.G., Wan, L., Shen, L. (2008). *Interaction characteristics of geosynthetics with fine tailings in pullout test*. Geosynthetics International, Vol. 15, No. 6, pp. 428-436, ICE Publishing.

[www.agrariaverde.pt](http://www.agrariaverde.pt). Junho, 2014.

[www.archiexpo.com](http://www.archiexpo.com). Junho, 2014.

[www.geofoco.com.br](http://www.geofoco.com.br). Junho, 2014.

[www.geomembranes-geotextiles.com](http://www.geomembranes-geotextiles.com). Junho, 2014.

[www.geosynthetics.com.cn](http://www.geosynthetics.com.cn). Junho, 2014.

[www.geosyntheticssociety.org/](http://www.geosyntheticssociety.org/). Fevereiro, 2014.

[www.hznai.com](http://www.hznai.com). Junho, 2014.

[www.lagosecia.com.br](http://www.lagosecia.com.br). Junho, 2014.

[www.maccaferribalkans.com](http://www.maccaferribalkans.com). Junho, 2014.

[www.refran.com.br](http://www.refran.com.br). Junho, 2014.

[www.spgeotecnia.pt/igs/](http://www.spgeotecnia.pt/igs/). Fevereiro, 2014.